



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Análisis de estabilidad y del estado tensional de la Presa Estany Gento frente a sismo

Trabajo realizado por:

Eva Gutiérrez Cortés

Dirigido por:

José Manuel González López

Grado en:

Ingeniería de Obras Públicas

Barcelona, **septiembre de 2016**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TREBALL FINAL DE GRAU



ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN	V
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE TABLAS.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PRESA DE ESTANY GENTO	1
1.1.1. Ubicación	1
1.1.2. Historia y función hidrológica	2
1.1.3. Situación actual.....	3
1.1.4. Datos y características principales.....	3
1.2. OBJETIVOS	4
1.3. ESTRUCTURA DE LA TESINA.....	4
2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO	5
2.1. EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	5
2.2. GEOMETRÍA.....	9
2.3. MALLADO	10
2.4. CONDICIONES DE CONTORNO	12
2.5. CARGAS	12
2.6. CASOS DE CÁLCULO	14
2.6.1. Hipótesis de embalse vacío	15
2.6.2. Hipótesis de embalse lleno	16
2.7. ANÁLISIS DINÁMICO	18
2.7.1. Análisis modal.....	19
2.7.1.1. Matriz de rigidez y de masa	19
2.7.1.2. Autovalores y autovectores.....	22
2.7.1.3. Factores de ponderación modal	27
2.7.2. Aceleración de cálculo y espectro de respuesta elástica	28

2.7.3.	Cálculo de las fuerzas dinámicas.....	32
2.8.	CRITERIOS DE VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	35
2.8.1.	Factor de seguridad al deslizamiento (FS_d)	36
2.8.2.	Factor de seguridad al vuelco (FS_v).....	36
2.8.3.	Estado tensional	37
3.	RESULTADOS	38
3.1.	VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD.....	38
3.1.1.	Deslizamiento	38
3.1.2.	Vuelco	41
3.1.2.1.	<i>Embalse vacío</i>	41
3.1.2.2.	<i>Embalse lleno</i>	43
3.2.	VERIFICACIÓN TENSIONAL.....	46
3.2.1.	Embalse vacío sin ductilidad ($\mu=1$)	46
3.2.1.1.	<i>Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)</i>	46
3.2.1.2.	<i>Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)</i>	48
3.2.1.3.	<i>Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})</i>	51
3.2.2.	Embalse vacío con ductilidad baja ($\mu=2$)	52
3.2.2.1.	<i>Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)</i>	52
3.2.2.2.	<i>Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)</i>	54
3.2.2.3.	<i>Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})</i>	55
3.2.3.	Embalse lleno sin ductilidad ($\mu=1$)	56
3.2.3.1.	<i>Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)</i>	56
3.2.3.2.	<i>Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)</i>	58
3.2.3.3.	<i>Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})</i>	60
3.2.4.	Embalse lleno con ductilidad baja ($\mu=2$)	61
3.2.4.1.	<i>Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)</i>	61
3.2.4.2.	<i>Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)</i>	63
3.2.4.3.	<i>Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})</i>	64
3.3.	DESPLAZAMIENTOS	65
3.3.1.	Embalse vacío	65
3.3.1.1.	<i>Desplazamientos horizontales</i>	65

3.3.1.2.	<i>Desplazamientos verticales</i>	67
3.3.2.	Embalse lleno	69
3.3.2.1.	<i>Desplazamientos horizontales</i>	69
3.3.2.2.	<i>Desplazamientos verticales</i>	71
4.	CONCLUSIONES	73
5.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76



AGRADECIMIENTOS

A José Manuel González por brindarme la oportunidad de realizar este trabajo. Su excelente tutorización ha hecho posible la redacción de esta tesina.

A mi familia, por haberme proporcionado los medios para llegar hasta donde estoy. Sin su apoyo y su confianza, esta aventura habría sido imposible.

A aquellos que han contribuido directa o indirectamente en este proyecto. La fuerza y energía que se me ha dado durante todo el proceso ha sido decisiva para acabar lo que en su día parecía no tener fin.

A los que me suman y no me restan.

A todos vosotros, muchas gracias.

RESUMEN

En esta tesina, se pretende analizar la respuesta estructural de una presa de gravedad, más concretamente la presa Estany Gento frente a sismo. Este comportamiento se estudia frente a situaciones propias de carga hidrostática y carga sísmica. Se considera además la variable ductilidad para tener en cuenta la capacidad de amortiguamiento de la presa. El objetivo es conocer la respuesta frente a sismo de la presa estudiada.

Para la simulación del comportamiento de la presa, se emplea el Método de los Elementos Finitos, que servirá además para la obtención de las fuerzas dinámicas que se producen a causa del sismo.

Seguidamente, se ha empleado el modelo numérico para estudiar la distribución de tensiones y verificar la estabilidad de la presa frente a deslizamiento y a vuelco en los diversos escenarios. Finalmente, se extraen resultados y se llega a unas conclusiones.

ABSTRACT

In this work, we try to analyze the structural response of a gravity dam, more specifically the dam Estany Gento with regard to earthquakes. This behavior is studied against its normal functioning situations, considering diverse states of hydrostatic load and seismic load. Moreover, the dam's ductility is considered for its damping capacity. The aim is to get used to the idea of which will be the response opposite to earthquake of the studied dam.

To simulate the behavior of the dam, we use the Finite Element Method which will use in addition to obtain the dynamic forces that occur because of the earthquake.

Then, the numerical model is used to study the stress distribution and verify the slope and overturning stability for each case. Finally, results are extracted and then we reach conclusions.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos de proyecto de la presa Estany Gento.....	3
Tabla 2. Parámetros empleados para caracterizar el hormigón.....	9
Tabla 3. Principales características del mallado de la presa.....	11
Tabla 4. Resultados obtenidos del cálculo modal para los 3 primeros modos de vibración.....	28
Tabla 5. Resultados del espectro de respuesta elástica para cada período de oscilación.....	31
Tabla 6. Parámetros utilizados para el cálculo de las fuerzas dinámicas.....	35
Tabla 7. Factores de seguridad al deslizamiento (FS_d) para cada uno de los casos de cálculo.....	40
Tabla 8. Resumen de valores y puntos de aplicación de las fuerzas actuantes para embalse vacío.....	43
Tabla 9. Factores de seguridad al vuelco (FS_v) para el caso de embalse vacío.....	43
Tabla 10. Resumen de valores y puntos de aplicación de las fuerzas actuantes para embalse lleno.....	45
Tabla 11. Factores de seguridad al vuelco (FS_v) para el caso de embalse lleno.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 y 2. 1) Situación de la presa en el ámbito de Catalunya. 2) Ubicación dentro de la cuenca lacustre de la cabecera del río Flamisell.	2
Figura 3. Acciones y comportamiento de una presa de gravedad [3].	6
Figura 4. Geometría de la presa adoptada en la modelización.	10
Figura 5. Mallado de elementos finitos de tipo triangular de la presa.	11
Figura 6. Identificación de las zonas en donde se establecen condiciones de contorno.	12
Figura 7. Esquema de las fuerzas actuantes sobre la presa para el caso de embalse vacío.	16
Figura 8. Esquema de fuerzas actuantes sobre la presa para el caso del embalse lleno.	18
Figura 9. Elemento finito triangular en donde se representan sus movimientos relativos.	20
Figura 10. Representación del primer modo de vibración.	25
Figura 11. Representación del segundo modo de vibración.	26
Figura 12. Representación del tercer modo de vibración.	26
Figura 13. Actualización del mapa de peligrosidad sísmica de España del año 2015 [12].	29
Figura 14. Espectros de respuesta elástica en función de las ductilidades.	32
Figura 15. Representación de los planos de deslizamiento considerados para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento.	39
Figura 16. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse vacío y ductilidad igual a 1.	42
Figura 17. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse vacío y ductilidad igual a 2.	42
Figura 18. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse lleno y ductilidad igual a 1.	44
Figura 19. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse lleno y ductilidad igual a 2.	44
Figura 20. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	47

Figura 21. Vista de las tensiones σ_x de tracción.....	48
Figura 22. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	50
Figura 23. Vista de las tensiones σ_y de tracción.....	50
Figura 24. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	51
Figura 25. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	53
Figura 26. Vista de las tensiones σ_x de tracción.....	53
Figura 27. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	54
Figura 28. Vista de las tensiones σ_y de tracción.....	55
Figura 29. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	56
Figura 30. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	57
Figura 31. Vista de las tensiones σ_x de tracción.....	57
Figura 32. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	59
Figura 33. Vista de las tensiones σ_y de tracción.....	59
Figura 34. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	60
Figura 35. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	62
Figura 36. Vista de las tensiones σ_x de tracción.....	62
Figura 37. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	63
Figura 38. Vista de las tensiones σ_y de tracción.....	64
Figura 39. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.	65
Figura 40. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 1.....	66

Figura 41. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 2.....	67
Figura 42. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 1.....	68
Figura 43. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 2.....	68
Figura 44. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 1.....	70
Figura 45. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 2.....	70
Figura 46. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 1.....	71
Figura 47. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 2.....	72

1. INTRODUCCIÓN

Las presas de hormigón se ven sometidas a lo largo de su vida útil a multitud de acciones que condicionan su comportamiento. Una de las acciones que puede ser determinante es la acción sísmica, y más si el ámbito en el que se sitúa tiene una actividad sísmica elevada, como son los Pirineos.

En el presente trabajo, se realiza un análisis de la afectación de una presa de gravedad frente a una sollicitación sísmica. Se estudia como dicha carga afecta a la estabilidad y al estado tensional de la estructura frente a diferentes estados de carga considerando un cierto rango de ductilidad.

El presente estudio se realiza debido a la necesidad de recrecimiento de la presa para aumentar la capacidad de almacenamiento del lago Gento, con el objetivo de aumentar el rendimiento de la central hidroeléctrica situada en el pantano de Sallente. Antes de comenzar las obras, se necesita saber si es viable llevar a cabo el proyecto, y por ello se necesita analizar el comportamiento de la nueva presa ante la sollicitación de cargas para el escenario más desfavorable.

1.1. PRESA DE ESTANY GENTO

1.1.1. Ubicación

La presa se sitúa en el término municipal de Torre de Capdella, perteneciente a la comarca de Pallars Jussà, provincia de Lleida. La estructura recoge las aguas del lago Gento, que a su vez recibe la de otros lagos como el lago Fosser, de Mar, de Colomina y de la Frescal entre otros, actuando como el principal receptor hidráulico de la cuenca lacustre de la cabecera del río Flamisell en la valle Fosca, además de formar parte de la cuenca hidrográfica del río Ebro.

El lago Gento se encuentra a 2.141 msnm y descansa sobre un lecho de roca granítica. Se sitúa en la coma Pedregosa y está rodeado por la Pala Pedregosa de Llessui por el este, la Sierra del Bony de Cornera por el sudeste, por el noroeste, norte y noreste los lagos Tort, de Colomina, de Mar y de la Frescal, por el oeste el torrente de Sallente y por el sur el pantano de Sallente.

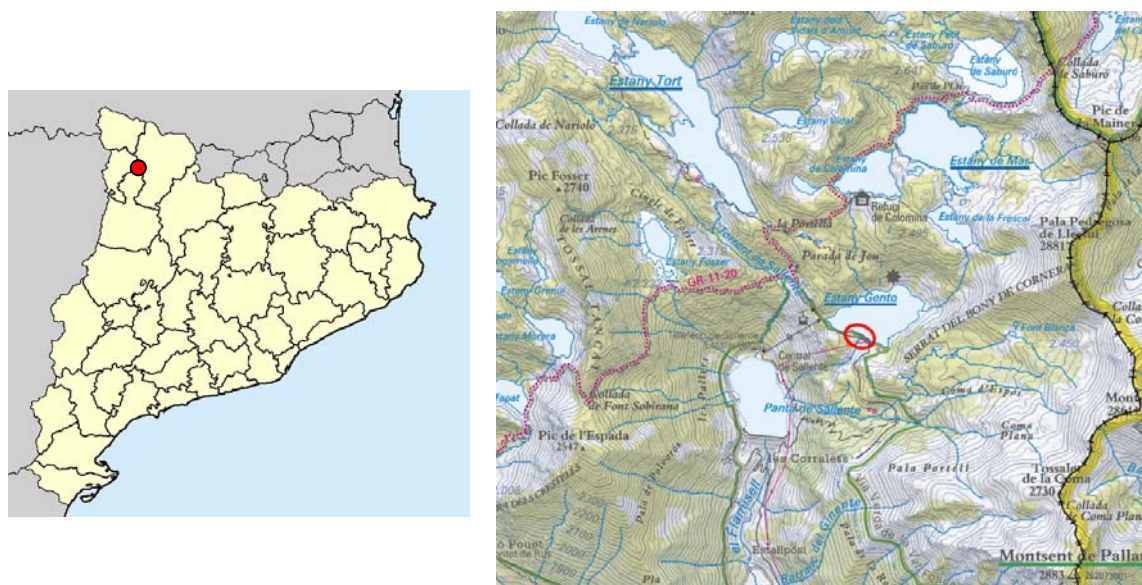


Figura 1 y 2. 1) Situación de la presa en el ámbito de Catalunya. 2) Ubicación dentro de la cuenca lacustre de la cabecera del río Flamisell.

1.1.2. Historia y función hidrológica

El lago Gento es de origen glacial, como los que se encuentran a su alrededor. Un conjunto de 26 lagos están interconectados entre ellos por una red de canales y conducciones subterráneas en donde el lago Gento es el receptor de todas las aguas al encontrarse a un nivel inferior que los otros.

La presa y el sistema de conducciones se proyectó en 1911 y en el 1914 ya estaba en funcionamiento. La construcción de la presa tenía el fin de aumentar la capacidad del lago para así abastecer la central hidroeléctrica de Cabdella, construida entre 1912 y 1914 y situada a unos 5 km. del lago. El lago y la central se encuentran conectados por un canal cubierto con un desnivel de 6 metros solamente en sus 5 km. de recorrido.

En el año 1985 se inauguró la central hidroeléctrica reversible Estany Gento-Sallente y la presa del pantano de Sallente. La fuente de abastecimiento de la central es el lago Gento, desde donde se vierte agua por una tubería hasta la central y de allí se almacena durante el día en el pantano de Sallente para devolver el agua mediante un sistema de bombeo al lago Gento por la noche. Por este motivo, los niveles de agua del lago son fluctuantes; son máximos por la noche y mínimos cuando la

central está en funcionamiento, y consecuentemente sucede lo contrario en el pantano [11].

1.1.3. Situación actual

Para el correcto funcionamiento del sistema de bombeo existente entre el lago Gento y el pantano de Sallente, se necesita tener la misma capacidad de almacenamiento. Actualmente, el lago almacena 3 hm^3 y el pantano unos 5 hm^3 [11], así que se ha optado por realizar un recrecimiento de unos 8 metros de la presa del lago Gento con el objetivo de igualar los volúmenes y así optimizar el sistema de bombeo de la central. Al aumentar el desnivel entre los dos embalses, permite la implantación de otra minicentral hidroeléctrica en la captación de aguas de Cabdella.

1.1.4. Datos y características principales

La presa Estany Gento se puede clasificar como una presa de gravedad; esto es así puesto que la contraposición al momento volcador del empuje hidrostático del agua se realiza mediante el propio peso del cuerpo de presa. Asimismo, en este tipo de presas, el propio cuerpo de presa es, también, el que estabiliza la presa a deslizamiento.

Los principales datos de la presa ([9] y [10]) pueden resumirse en la tabla 1. En ellos, se puede observar que se trata de una gran presa, puesto que su altura es mayor de 15 metros.

CATEGORÍA SEGÚN EL RIESGO	C
SUPERFICIE DE LA CUENCA	$3,28 \text{ km}^2$
ALTURA DESDE CIMIENTOS	20 m
LONGITUD DE CORONACIÓN	188,30 m
COTA DE CORONACIÓN	2141,77 m
COTA DE CIMENTACIÓN	2121,77 m
COTA DE CAUCE	2131,07 m
VOLUMEN DEL CUERPO	6630 m^3
Nº DE DESAGÜES	0
Nº DE ALIVIADEROS	1
CAPACIDAD DE ALIVIADEROS	$73 \text{ m}^3/\text{s}$
REGULACIÓN	No - Labio fijo

Tabla 1. Datos de proyecto de la presa Estany Gento.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo de este estudio consiste en analizar el comportamiento de la presa una vez se realice el recrecimiento frente a un escenario de actividad sísmica característica de la zona donde se emplaza.

Para conocer si la integridad de la presa se verá comprometida, se debe verificar su comportamiento desde dos vertientes:

- Verificación de estabilidad: se verificará que la presa no se desplaza ni vuelca bajo las solicitaciones consideradas, en particular las derivadas del sismo. La verificación se llevará a cabo calculando los factores de seguridad para cada caso.
- Verificación tensional: se verificará que en toda la presa no se producen tensiones de compresión ni de tracción mayores a la resistencia característica de compresión y de tracción del hormigón utilizado para la construcción de la presa, si no se podría poner en riesgo su funcionamiento y en el peor de los casos, llegar al colapso.

1.3. ESTRUCTURA DE LA TESINA

La presente tesina consta de 6 capítulos que se detallan a continuación:

- Capítulo 1. Se presenta la presa de estudio y los objetivos del propio trabajo.
- Capítulo 2. Se describe el proceso que se ha seguido para la obtención de las fuerzas dinámicas debidas al sismo mediante la resolución de un problema de movimiento oscilatorio armónico simple sin amortiguamiento. Dicho problema se resuelve mediante el modelo matemático de Elementos Finitos.
- Capítulo 3. Se analiza el comportamiento de la presa frente a las diferentes hipótesis de combinación de acciones consideradas sobre la estructura. Se muestran los factores de seguridad para cada caso como también el estado tensional y las deformaciones que se producen en el cuerpo de la presa.
- Capítulo 4. Se recoge las conclusiones a las que se ha llegado analizando los resultados obtenidos.
- Capítulo 5. Incluye todas las referencias bibliográficas que se han consultado.

2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

Para la modelización de la presa, se ha partido de un modelo geométrico realizado con el programa *GiD*. El cálculo se ha realizado mediante el código *Comet* [7], desarrollado por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Sobre éste, en el preproceso se han asignado los materiales, las condiciones de contorno propias del caso y se ha mallado el sólido. Para el postproceso de los resultados, también se ha recurrido a *GiD* como se puede ver más adelante en el capítulo 3.

2.1. EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El Método de los Elementos Finitos ([4], [5] y [6]) es un método numérico de resolución de problemas de Mecánica de Sólidos que resulta de gran importancia por su utilidad práctica. Sin embargo, es un método que no proporciona la solución exacta a un problema dado, sino que se obtiene una muy buena aproximación que suele ser suficiente para la resolución del problema.

El concepto básico del método es sencillo: dado un sólido, sometido a un sistema de cargas y coaccionado por unas ligaduras, subdividido en pequeñas partes (llamadas de ahora en adelante elementos) interconectadas entre sí a través de sus nodos, se puede suponer que el campo de desplazamientos en el interior de cada elemento puede expresarse en función de los desplazamientos que sufren sus nodos (desplazamientos nodales). Posteriormente, se podrá determinar la matriz de rigidez y de masa de cada elemento, las cuales una vez ensambladas (siguiendo los pasos del análisis matricial de estructuras), permite la obtención de los desplazamientos en los nodos de cada elemento. De esa manera, una vez conocidos dichos desplazamientos, se puede determinar de una forma aproximada, las tensiones y las deformaciones en el interior del elemento como también las reacciones que se producen en los nodos donde hay aplicadas condiciones de contorno.

En el caso de presas de gravedad, el comportamiento estructural es típicamente bidimensional. Haciendo un análisis teórico, la sección contenida en el plano de simetría de la presa trabaja únicamente en el plano de la sección, y el comportamiento va incorporando una componente tridimensional cuanto más se

aleja la sección de la citada; este comportamiento se denomina deformación plana. Como se puede observar en la figura 3, esto es así debido a que el estado plano de deformaciones sólo se consigue cuando las acciones están contenidas en el plano de la sección de la presa, cosa que no es cierta en los estribos, aunque sí lo es en el cuerpo de presa. En la práctica, cuando se calcula una presa de gravedad, jamás se incluye este efecto en los cálculos puesto que es extremadamente pequeño.

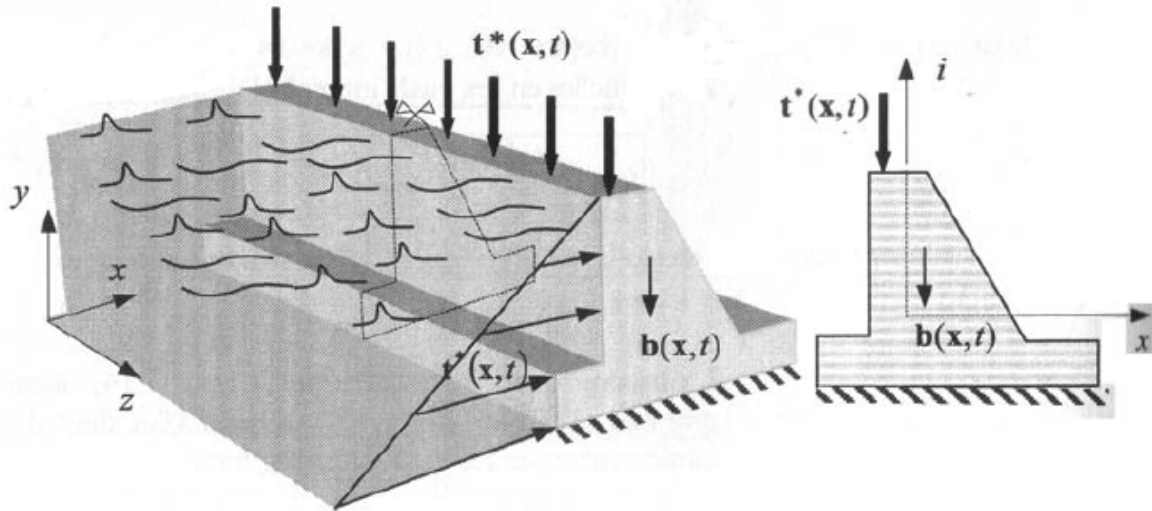


Figura 3. Acciones y comportamiento de una presa de gravedad [3].

Por este motivo, el problema se reduce a un análisis bidimensional de la estructura. En los casos donde se exija la utilización de un cierto espesor, éste adopta un valor de 1 metro, pudiendo expresar los resultados por unidad de longitud.

Se utiliza un modelo de Elementos Finitos que permite resolver las ecuaciones clásicas de la Elasticidad Tridimensional. Las principales características de este modelo son las siguientes:

- Campo de desplazamientos para el problema en deformación plana:

$$u(x, y) = \{u(x, y), v(x, y)\}^T \quad (2.1.1)$$

Donde u y v son los desplazamientos de un punto (x, y) del plano según los ejes cartesianos globales.

- Campo de deformaciones:

$$\varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}^T \quad (2.1.2)$$

Donde ε son las deformaciones normales y γ los deslizamientos o deformaciones tangenciales.

- Campo de tensiones:

$$\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T \quad (2.1.3)$$

Donde σ son las tensiones normales y τ las tensiones tangenciales.

- Relación tensión-deformación:

$$\sigma = D \varepsilon \quad (2.1.4)$$

Donde D es la matriz de constantes elásticas clásica de la Elasticidad para el caso de deformación plana.

- Expresión de la Ecuación de Equilibrio

$$\iiint_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \iiint_V \delta u^T b dV + \iint_A \delta u^T t dA + \sum_i \delta a_i^T q_i \quad (2.1.5)$$

Donde V y A son el volumen y superficie del cuerpo sobre los que actúan las fuerzas de masa b , de superficie t y puntuales q_i , respectivamente.

El sólido tridimensional se discretiza en un conjunto de elementos para los que se particulariza la teoría básica expuesta en los párrafos anteriores.

El campo de desplazamientos, deformaciones y tensiones en el interior de un elemento se aproxima en función de los valores de las variables a considerar en los nodos.

$$u^e = \sum_i N_i a_i = N^e a^e \quad (2.1.6)$$

Donde N^e y a^e son respectivamente la matriz de funciones de forma y el vector de desplazamientos nodales del elemento e . La expresión algebraica de estas funciones de forma puede encontrarse en cualquier texto de elementos finitos.

$$\varepsilon^e = L u^e = L N^e a^e = B^e a^e \quad (2.1.7)$$

Donde B^e es la matriz de deformación del elemento e y L el operador diferencial que relaciona las deformaciones con los movimientos.

$$\sigma^e = D^e \varepsilon^e = D^e B^e a^e \quad (2.1.8)$$

Donde D^e es la matriz de constantes elásticas del elemento e .

Introduciendo estas expresiones en la ecuación de equilibrio se obtiene para cada elemento:

$$\iiint_V B^{eT} D B^e dV a^e = \iiint_V N^{eT} b dV + \iint_A N^{eT} t^e dA + q^e \quad (2.1.9)$$

De forma más compacta puede escribirse como:

$$K^e a^e = f^e \quad (2.1.10)$$

Ensamblando todos los elementos que configuran el sólido considerado se obtiene un sistema matricial clásico en la forma:

$$\sum_{\text{ensamblaje}} K^e a^e = \sum_{\text{ensamblaje}} f^e \rightarrow Ka = f \quad (2.1.11)$$

Donde K es la matriz de rigidez de la estructura, a el vector de desplazamientos nodales y f el vector de fuerzas exteriores que actúa sobre la misma.

Este proceso de ensamblaje se realiza siguiendo los criterios de equilibrio entre elementos clásicos del cálculo de estructuras.

El elemento tridimensional utilizado es isoparámetro de forma que la propia geometría del elemento se aproxima a partir de las coordenadas de sus nodos:

$$r^e = \sum_i N_i r_i = N^e r^e \quad (2.1.12)$$

Se realiza una transformación isoparámetrica punto a punto entre un sistema de referencia global (X,Y,Z) y uno local (x,h,t) de forma que todos los elementos quedan en el triedro local enmarcados en el intervalo $[-1,+1]$. En estas condiciones, los procesos de integración precisan de esta transformación a través de su matriz Jacobiana y se pueden resolver numéricamente usando la regla de integración de Gauss-Legendre que establece que:

$$\iiint_V B^{eT} D B^e dV = \sum_{p=1}^{n_1} \sum_{q=1}^{n_2} \sum_{r=1}^{n_3} B^{eT}(\xi_p, \eta_q, \tau_r) D B^e(\xi_p, \eta_q, \tau_r) |J| W_p W_q W_r \quad (2.1.13)$$

Donde p, q y r definen la posición de los puntos de integración y W_i es el peso que debe asignarse a cada uno de ellos. J es la matriz jacobiana de la transformación de coordenadas. Cada punto del triedro local o su correspondiente en el triedro global

se denomina punto de integración de Gauss, que en el contexto del Método de los Elementos Finitos, tienen además la propiedad de ser puntos óptimos para la determinación de tensiones. Por esta razón, cuando en la solución aparecen valores especiales se recurre a estos puntos como más significativos de la respuesta.

2.2. GEOMETRÍA

Este estudio se centra en el análisis de estabilidad y tensional de la presa y, por ello, el terreno se obvia en el modelo. No obstante, sería interesante conocer el estado tensional del terreno para los casos de estudio, dado que si se superara las tensiones máximas admisibles, se comprometería la integridad de toda la estructura.

Un aspecto fundamental es el traspaso de la geometría real a la geometría analítica que se va a utilizar en el modelo matemático para realizar los cálculos. Hay que tener en consideración que la presa alcanza diferentes alturas a lo largo de su trazado, así que es necesaria la elección de una sola sección que sea la más desfavorable para el caso de estudio. El factor decisivo a igualdad de secciones tipo y materiales es la altura libre que llega a alcanzarse. Es lógico pensar que a mayor altura, la presa se vuelve más inestable y las tensiones y deformaciones que se dan son mayores que en el caso de una altura menor, al verse sometida a fuerzas actuantes de mayor magnitud, como puede ser la carga de agua cuando el embalse está lleno. En la sección escogida, la altura libre que alcanza la presa es de 22,5 metros.

Otro aspecto importante para comportamiento estructural son las características del hormigón con el que ha sido construida la presa. Se ha supuesto que las propiedades se mantienen constantes a lo largo de ella y por lo tanto, existe sólo un tipo de hormigón con estas características:

PARÁMETROS	VALORES
Resistencia característica a compresión (f_{ck})	30 MPa
Densidad (ρ)	2.500 kg/m ³
Módulo de Elasticidad (E)	2,1·10 ⁴ MPa
Módulo de Poisson (ν)	0,25

Tabla 2. Parámetros empleados para caracterizar el hormigón.

En la figura 4 se muestra la geometría final adoptada. Se puede apreciar la existencia de tres partes bien diferenciadas. Una de ellas es la sección de presa existente, otra es el refuerzo construido y la última es el recrecimiento que se quiere realizar.

Se aprecia también la presencia de dos galerías en el cuerpo de la presa. Una de ellas pertenece al refuerzo existente y la otra al recrecimiento previsto de la misma estructura.

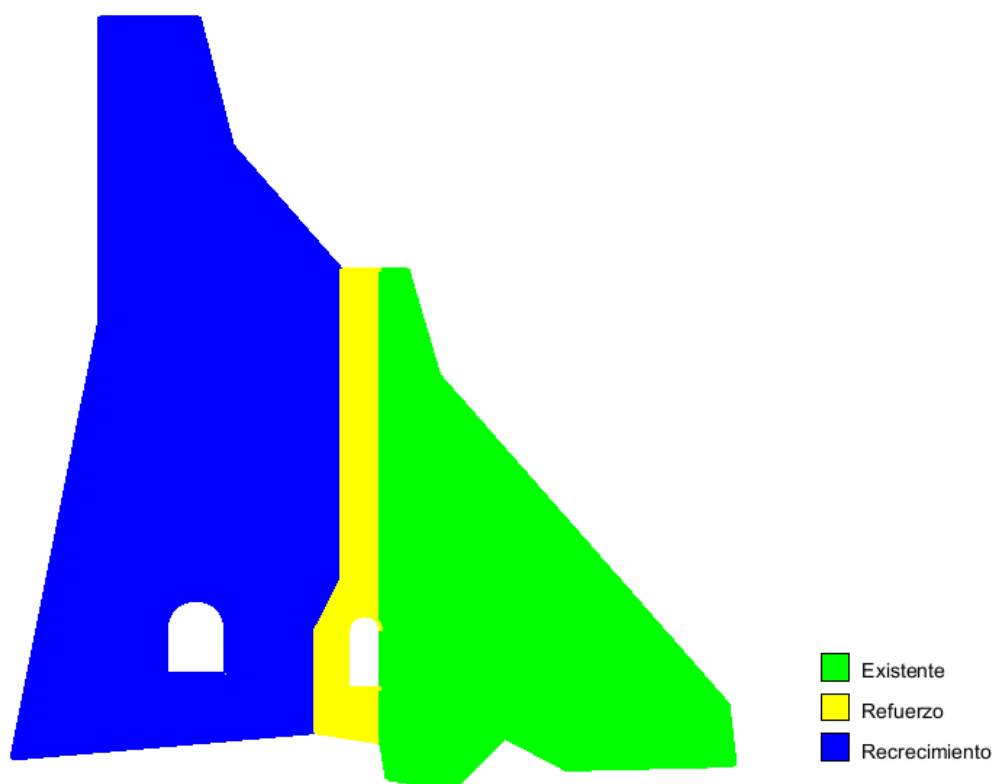


Figura 4. Geometría de la presa adoptada en la modelización.

2.3. MALLADO

En base a la geometría descrita en el apartado anterior, se ha procedido a la generación de la malla de elementos finitos mediante el programa *GiD*. Se ha dispuesto de una mayor densificación en las partes más angulosas de la zona de contacto entre la presa y el terreno como también en las proximidades de las dos galerías. En ambos casos, se necesita de una malla más refinada para proporcionar unos resultados más precisos, ya que es donde se dan mayores gradientes de tensiones y deformaciones. Por lo tanto, el tamaño del mallado que se utiliza para el

cuerpo de la presa excepto en las proximidades de las galerías y del terreno es de 0,50 mientras que en las otras zonas citadas es de 0,15.

En la siguiente tabla se presentan las principales características de la malla generada.

NÚMERO DE NODOS	1.633
NÚMERO DE GRADOS DE LIBERTAD	3.266
TIPO DE ELEMENTO	Triangular
ORDEN DE LOS ELEMENTOS	Lineal
TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS DEL CUERPO	0,5
TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS DE LAS ZONAS ESPECIALES	0,15
NÚMERO DE ELEMENTOS	2.952

Tabla 3. Principales características del mallado de la presa.

Finalmente, puede observarse todas las consideraciones adoptadas en la figura 5, donde se muestra la malla resultante utilizada para los cálculos.

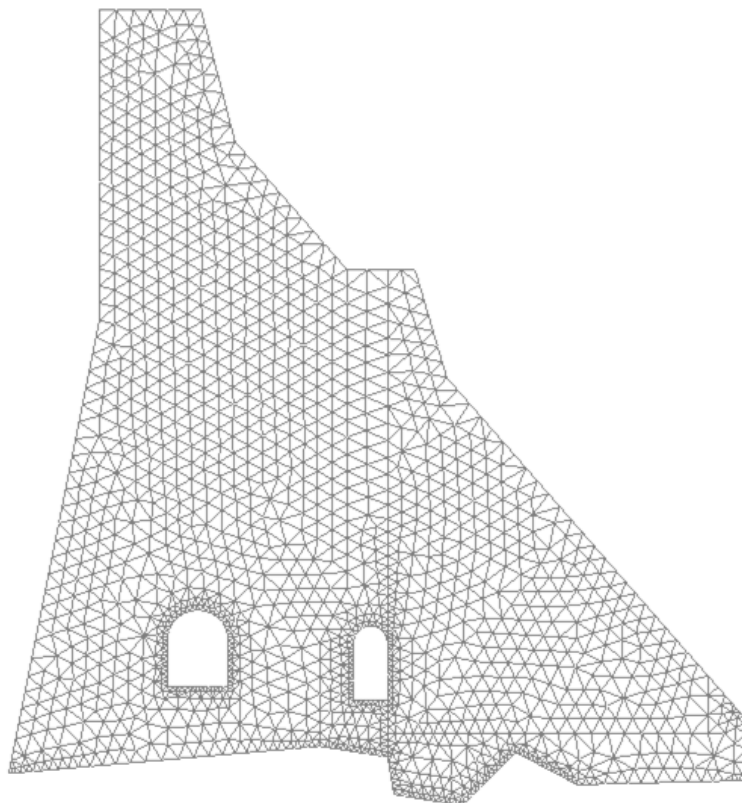


Figura 5. Mallado de elementos finitos de tipo triangular de la presa.

2.4. CONDICIONES DE CONTORNO

En la zona apoyo de la estructura sobre el terreno, se han restringido para el cálculo los movimientos horizontales y los verticales. Se supone, entonces, que la estructura se encuentra apoyada sobre el terreno.

En total, existen 110 nodos del mallado que se encuentran en contacto con el terreno y en donde se prescriben los 2 grados de libertad en cada uno. Por lo tanto, son 1.523 nodos cuyos movimientos no se han prescrito, y por lo tanto 3.046 los grados de libertad de todo el cuerpo de la presa.

En la siguiente figura se señala con una línea azul cuáles son los nodos con condiciones en los desplazamientos prescritas.

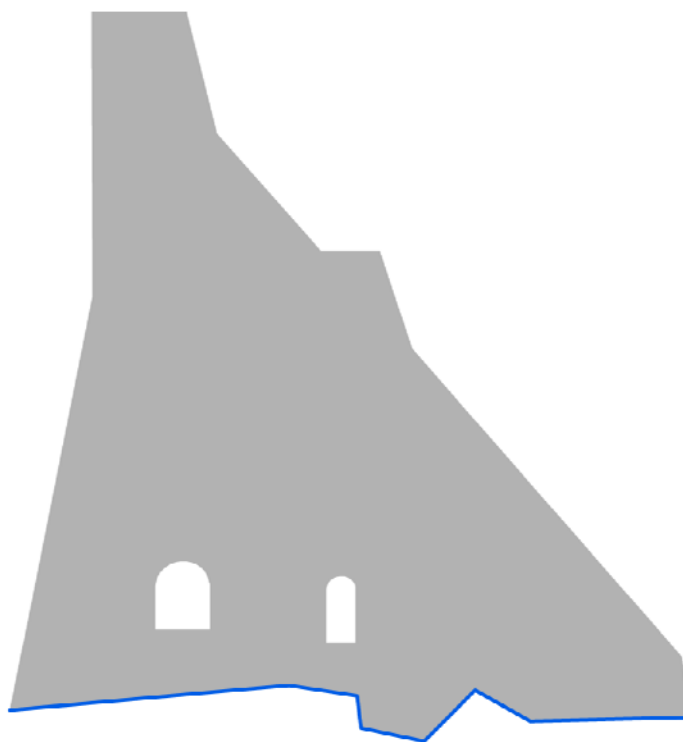


Figura 6. Identificación de las zonas en donde se establecen condiciones de contorno.

2.5. CARGAS

Las cargas presentes o que tienen una cierta probabilidad de presentarse ([1] y [2]) y son significativas por su influencia en el comportamiento de la presa, se describen a continuación:

- Peso propio: es el peso que tiene la presa. En presas de gravedad, es la principal fuerza estabilizadora. Para calcular su valor, se debe multiplicar el área efectiva, que es el área habiendo descontado los huecos que existan (como las dos galerías en este caso), por la densidad del hormigón con que está construida la presa, que se ha estimado que es de $2,5 \text{ t/m}^3$. Este resultado obtenido es el peso por unidad de longitud. Si se quisiera el peso total de la presa, se debería multiplicar por su longitud total.
- Presión hidrostática: es la fuerza desestabilizadora principal. Esta fuerza de superficie es normal al paramento mojado y su valor es de $9.800 \cdot H \text{ N/m}^2$, siendo H la altura en metros entre el nivel hidrostático del embalse en cada situación del mismo y el punto en cuestión. Esta consideración presupone un peso específico del agua de 9.800 N/m^3 . El nivel que se supone que alcanza el agua para el análisis de la presa es el mismo que la cota de coronación, justo en el límite de producirse sobrevertidos. Es la situación más desfavorable, puesto que el volumen de agua almacenada es máximo y la presión que se ejerce sobre la presa, en consecuencia, también lo es.
- Presión intersticial - subpresión: es aquella fuerza que se produce por la infiltración del agua a través de los poros o por los planos de discontinuidad del cimiento o del cuerpo de la presa, estableciéndose una red de filtración. La subpresión no deja de ser un caso particular de la presión intersticial, siendo la presión que ejerce el agua sobre el plano de contacto entre presa-cimiento. La presión intersticial se asocia a un punto en concreto del dominio de filtración mientras que la subpresión se asocia a un determinado plano.

La ley de subpresiones es lineal igual que la presión hidrostática, pero la diferencia reside en que no depende de la profundidad sino de la distancia entre la esquina inferior del intradós (h) y un punto perteneciente a la zona de contacto entre presa-terreno. La ley se define, entonces, con la expresión $9.800 \cdot h \text{ N/m}^2$ si no se dispone de un sistema de drenes.

La subpresión es una acción desestabilizadora, ya que reduce la componente normal a la superficie de deslizamiento potencial y, por lo tanto, la fuerza de rozamiento correspondiente. Por lo tanto, es importante disiparlas en la

medida de lo posible mediante drenajes u otras alternativas que se deberán tener en cuenta en la fase de diseño. La presa dispone de sistemas de drenes situados en la galería más grande de las dos que dispone, que disipa 2/3 de la subpresión generada en ese punto. Se consideran que los drenes son totalmente eficientes para los cálculos de estabilidad.

En la figura 8 se representa la ley de subpresiones a la que se ve sometida la estructura, donde se identifica el cambio de dicha ley debido al sistema de drenes situados en la galería.

- Efecto sísmico - fuerzas dinámicas: es una acción dinámica desestabilizadora que puede tener mucha afectación en zonas sísmicas, imponiendo restricciones al diseño. Para mitigar sus efectos es interesante, especialmente en el caso de presas de gravedad, que el centro de gravedad sea lo más bajo posible y así disminuir los momentos en la base.

2.6. CASOS DE CÁLCULO

Es necesario definir qué casos de estudio se deben analizar para obtener los máximos esfuerzos a los que se verá sometida la presa.

El nivel de agua del embalse está en continua fluctuación, y consecuentemente alcanza niveles máximos y mínimos durante todo el día. Es importante, entonces, considerar la presencia o ausencia de agua en el embalse, ya que la afectación sobre el comportamiento de la estructura es importante. La existencia de agua hace que se ejerza sobre la presa una presión hidrostática y se genere una subpresión, ambas actuando como fuerzas desestabilizadoras.

Por este motivo, los casos que se han considerado vienen en función del nivel mínimo y máximo que se puede alcanzar. Llevándolo al extremo, los dos casos contemplados son el de embalse vacío, donde el lago se encuentra totalmente seco, y el caso de embalse lleno, donde se llega al límite del rebasamiento al suponer que alcanza la cota de coronación.

Resumiendo, los casos de cálculo son los siguientes:

- Presa sin ductilidad ($\mu = 1$) y considerando el embalse vacío.
- Presa con baja ductilidad ($\mu = 2$) y considerando el embalse vacío.
- Presa sin ductilidad ($\mu = 1$) y considerando el embalse lleno.
- Presa con baja ductilidad ($\mu = 2$) y considerando el embalse lleno.

El paso siguiente es identificar todas las fuerzas actuantes sobre la presa y el sentido que deben tomar para cada una de las situaciones planteadas. En el apartado 2.5 se explica cada una de ellas y como calcularlas, excepto para el caso de las F_{din} que se detalla en el apartado 2.7.

Las fuerzas dinámicas no tienen un sentido determinado debido a su carácter oscilatorio, así que la elección de éste dependerá de conseguir la situación más desfavorable a la que se verá sometida la estructura en cada escenario.

2.6.1. Hipótesis de embalse vacío

Analizando la hipótesis de embalse vacío, las fuerzas existentes son únicamente el peso propio (F_{pp}) y las fuerzas dinámicas (F_{din}) debidas al sismo. El sentido de la fuerza del peso propio siempre es vertical descendente debido a la acción de la gravedad y su punto de aplicación es el centro de gravedad (C_g). Al asemejarse la forma de la presa a un triángulo rectángulo donde su ángulo recto se encuentra en la esquina inferior izquierda, el centro de gravedad se sitúa más en la parte de la mitad izquierda del cuerpo. Sabiendo que el eje de giro (O) siempre se sitúa en una de las esquinas inferiores y que el brazo (distancia mínima entre el eje de giro y la dirección de la fuerza) de la fuerza estabilizadora principal, que es el peso propio, es menor del lado izquierdo, produciendo un momento estabilizador más pequeño, se escoge la esquina inferior izquierda como el punto O. En función de este punto, lo más desfavorable es colocar las F_{din} en el sentido que hagan de éstas fuerzas desestabilizadoras, así que el sentido de la F_{din_H} debe ser hacia la izquierda y la F_{din_V} se debe tomar como una fuerza ascendente.

La figura 7 resume lo que se ha descrito anteriormente. Dicha imagen es un esquema con todas las fuerzas que actúan cuando el embalse está vacío. Se representa cada fuerza con su dirección y sentido correspondiente para obtener el

escenario más desfavorable respecto a la estabilidad, con sus puntos de aplicación y también el eje de giro O escogido.

Como se verá más adelante, las F_{din} dependen de la ductilidad de la presa, así que hay dos valores distintos de F_{din_H} y también dos de F_{din_V} , que a su vez tendrán cada una un punto de aplicación diferente.

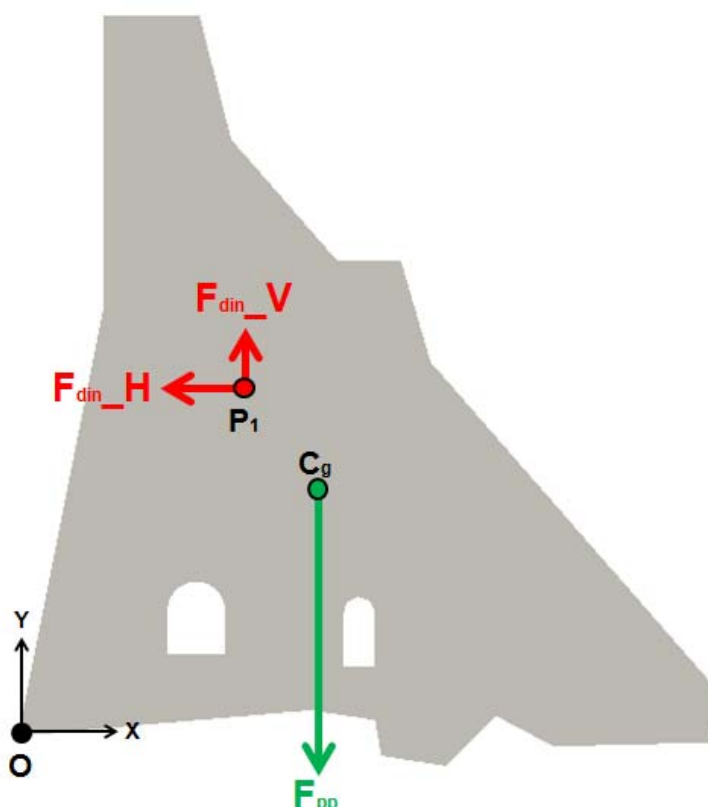


Figura 7. Esquema de las fuerzas actuantes sobre la presa para el caso de embalse vacío.

2.6.2. Hipótesis de embalse lleno

En el escenario de embalse lleno se contempla la presencia de agua, que provoca la existencia de dos fuerzas más: la presión hidrostática (P_H) y la subpresión ($SubP$). Este hecho, hace replantear la elección del punto O y de los sentidos de las F_{din} respecto al anterior caso. Se debe analizar, por lo tanto, cada una de las fuerzas para determinar qué hipótesis se debe estudiar.

La presión del agua ejerce una fuerza horizontal en dirección perpendicular a la pared de la presa. Al no ser totalmente vertical dicha pared, la presión hidrostática se puede descomponer en una componente horizontal y una vertical. La presión

horizontal es la principal fuerza desestabilizadora, mientras que la vertical actúa como fuerza estabilizadora.

La subpresión es otra fuerza desestabilizadora que se produce como consecuencia de la existencia de agua en el embalse. Es una fuerza normal a la superficie de contacto entre presa-cimentación, contrarrestando la fuerza del peso propio, que es el principal mecanismo de estabilidad.

El suelo de la estructura no es horizontal, así que también se puede descomponer la $SubP$ en una componente horizontal y otra vertical. La componente vertical es desestabilizadora, mientras que la horizontal actuaría como fuerza estabilizadora, puesto que actúa en sentido contrario a la presión hidrostática. No obstante, al ser el plano medio del suelo de la presa casi horizontal, se hace la simplificación que la $SubP$ actúa únicamente en sentido vertical. Por lo tanto, se trabaja con la hipótesis más desfavorable al ser despreciado el efecto estabilizador de la componente horizontal y mayorarse el efecto de la componente vertical.

En el apartado 2.5 se hace referencia al sistema de drenes eficaces situado en la galería más grande, que disipa 2/3 de la presión en ese punto, y que hace que exista un cambio de tendencia en la ley en el punto en cuestión, como se aprecia en la figura 8.

Una vez analizadas todas las fuerzas actuantes para el caso de embalse vacío, es necesario determinar el sentido de las F_{din} , que son aquellas que no tienen uno establecido. El sentido se escoge con la intención de conseguir el caso más desfavorable al que se puede ver sometido el cuerpo. Es lógico pensar que la F_{din_v} debe ir en sentido contrario a la F_{pp} para contrarrestar la principal fuerza estabilizadora, como también intuir que la F_{din_H} tiene que seguir el mismo sentido que la presión hidrostática para incrementar más aún el valor de las fuerzas desestabilizadoras.

En cuanto al punto O, que es el eje de giro, se ubica en la esquina inferior del intradós, por el hecho que el brazo de la P_H y la $SubP$ es mayor que considerándolo en el lado izquierdo, dando lugar a momentos desestabilizadores más grandes.

En la siguiente figura, se muestra un esquema de las fuerzas actuantes para el escenario de embalse lleno, donde se representa lo explicado con anterioridad.

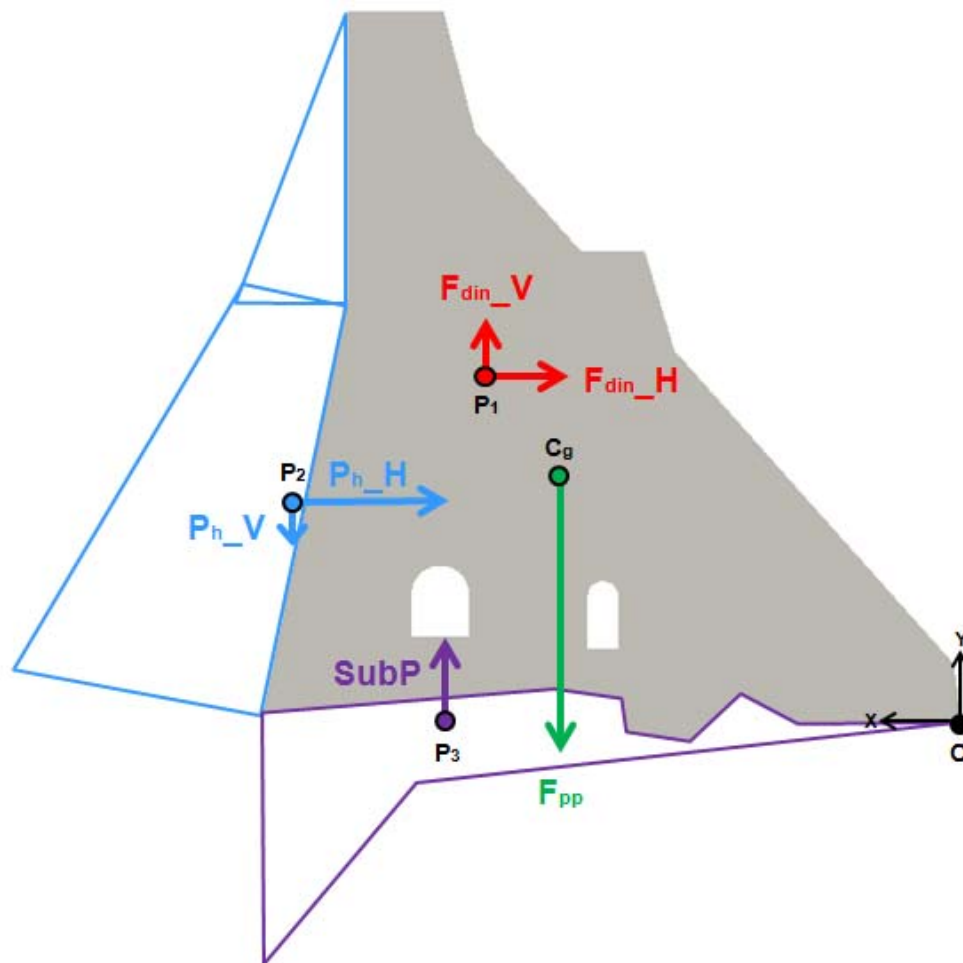


Figura 8. Esquema de fuerzas actuantes sobre la presa para el caso del embalse lleno.

2.7. ANÁLISIS DINÁMICO

En este apartado, se detallada el procedimiento que se ha seguido para determinar el valor de las fuerzas dinámicas producidas sobre la presa Estany Gento por un sismo característico de la zona.

El procedimiento de cálculo para la obtención del efecto sísmico que se ha empleado en este proyecto es el cálculo dinámico. Este procedimiento tiene en cuenta el contenido en frecuencias del sismo. Dicho de otra forma, el comportamiento de la presa frente a una sollicitación sísmica no es más que una combinación lineal de los modos de vibración propios de la estructura.

En los siguientes apartados se detalla la secuencia a seguir, pero a grandes rasgos, la metodología es la siguiente:

1. Calcular la matriz de rigidez y la matriz de masa mediante el Método de Elementos Finitos.
2. Obtener los modos de vibración de la estructura y sus períodos propios asociados. Determinar qué peso tiene cada modo de vibración cuando se realice la combinación lineal de los modos obtenidos.
3. Establecer la aceleración de cálculo de la zona donde se sitúa la presa y obtener el espectro de respuesta elástica mediante la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02) [8].
4. Realizar la combinación lineal de los modos de vibración con el peso que le corresponde para cada uno.

Las fuerzas dinámicas son fuerzas por unidad de volumen, por lo que se están aplicadas a cada nodo del mallado.

2.7.1. Análisis modal

2.7.1.1. Matriz de rigidez y de masa

Para empezar, es necesario recordar las características generales del mallado (en el apartado 2.3 se hace una descripción más detallada) para entender el procedimiento que se sigue en adelante.

La malla está compuesta por 2.952 elementos triangulares, que a su vez se forma mediante 3 nodos de los 1.633 totales y cada uno tiene asociado 2 grados de libertad, uno en dirección horizontal y el otro en horizontal, ya que no está restringido su desplazamiento en esas dos direcciones. Por lo tanto, la dimensión de cada una de las matrices elementales de rigidez y de masa, que define la rigidez y la masa de cada elemento triangular, es una matriz 6x6 (tres nodos con dos grados de libertad asociados).

El Método de los Elementos Finitos ([3], [4] y [5]) asume que los desplazamientos de los puntos del interior del elemento pueden aproximarse mediante funciones lineales de sus coordenadas, es decir, que las deformaciones son constantes a lo largo del

elemento finito triangular. Dicho de otra manera, los desplazamientos de cualquier punto del interior del elemento dependen, sólo y exclusivamente, de los desplazamientos de los nudos de dicho elemento.

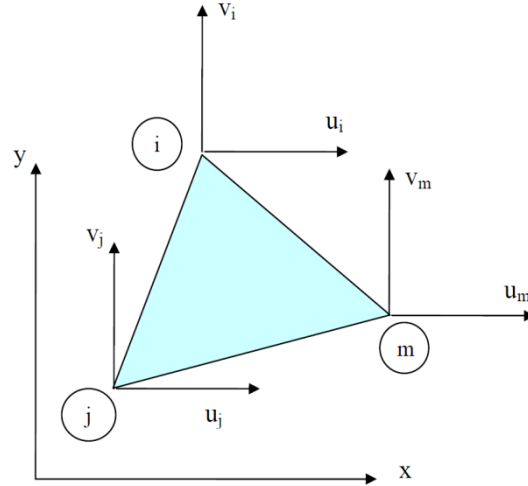


Figura 9. Elemento finito triangular en donde se representan sus movimientos relativos.

Existen dos tipologías de matrices de masa: la concentrada y la consistente. La matriz de masa concentrada tiene la característica de ser una matriz diagonal mientras que la consistente no lo es. Además, los cálculos para la obtención de la matriz de masa consistente son más complejos, pero proporcionan resultados más precisos así que para el estudio se ha utilizado la matriz de masa consistente.

Las matrices de rigidez $[K]$ y de masa $[M]$ de cada uno de los elementos triangulares del mallado (K^e y m^e) se calculan aplicando las siguientes fórmulas:

$$K^e = \frac{h}{4A} E \begin{pmatrix} y_{23} & 0 & x_{32} \\ 0 & x_{32} & y_{23} \\ y_{31} & 0 & x_{13} \\ 0 & x_{13} & y_{31} \\ y_{12} & 0 & x_{21} \\ 0 & x_{21} & y_{12} \end{pmatrix} \quad (2.7.1)$$

$$m^e = \frac{\rho Ah}{12} \begin{pmatrix} 2 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 2 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 2 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 2 \end{pmatrix} \quad (2.7.2)$$

Donde:

- h es el espesor la longitud de la presa que se considera. En nuestro caso, los cálculos realizados han sido por metro lineal, así que este parámetro es 1 metro.
- A es el área del elemento triangular.
- ρ es la densidad del hormigón, que en el estudio es 2.500 kg/m^3 .
- x_{jk} y y_{jk} se obtiene mediante la resta de las coordenadas x e y de los vértices 1, 2 y 3 del elemento finito de esta forma:

$$x_{jk} = x_j - x_k \quad (2.7.3)$$

$$y_{jk} = y_j - y_k \quad (2.7.4)$$

- E es la matriz constitutiva para el caso de deformación plana que se obtiene mediante la formulación

$$E = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{pmatrix} \quad (2.7.5)$$

tomando como Módulo de Poisson (ν) un valor de 0,25.

Una vez se obtienen cada una de las matrices para cada elemento finito triangular (2.952 matrices K^e y m^e de dimensión 6×6), el siguiente paso es el ensamblaje siguiendo el procedimiento de ensamblaje de matrices, para así obtener las matrices $[K]$ y $[M]$.

Las matrices $[K]$ y $[M]$ resultantes son matrices cuadradas de dimensión 2 veces el número de nodos de la malla, así que particularizando, la dimensión es de 3.266×3.266 . Además, ambas tienen la propiedad de ser simétricas, y en el caso de la matriz $[M]$ se define como una matriz positiva.

No obstante, se necesita particularizar las matrices para adecuarlas a nuestro problema, ya que si no, se obtiene una solución general. Para ello, se necesita aplicar las condiciones de contorno explicadas en el apartado 2.4. De los 1.633

nodos que existen en la malla generada, en 110 se han prescrito los movimientos así que las filas y columnas de las matrices $[K]$ y $[M]$ que pertenezcan a dichos nodos se eliminan. Finalmente se obtiene las matrices $[K]$ y $[M]$ de dimensión 3.046×3.046 particularizadas para el caso de estudio, que son las que se utilizan de aquí en adelante para el desarrollo del proyecto.

2.7.1.2. Autovalores y autovectores

La hipótesis de partida para el cálculo de las fuerzas dinámicas debidas al sismo es que la presa sufre oscilaciones alrededor de la posición de equilibrio y, por lo tanto, describe un movimiento oscilatorio. Como estas oscilaciones son suficientemente pequeñas, se puede considerar un sistema lineal donde las fuerzas desarrolladas dependen linealmente de las coordenadas y de las velocidades, y los parámetros del sistema se pueden considerar constantes, e iguales a los correspondientes a la posición de equilibrio. En este caso, el movimiento oscilatorio tiene naturaleza armónica (información obtenida de [13]).

Empleando la hipótesis enunciada de pequeños oscilaciones, la ecuación linealizada del movimiento es la siguiente:

$$m_{ij}\ddot{q}_j + c_{ij}\dot{q}_j + k_{ij}q_j = 0; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.7.6)$$

Donde:

- \ddot{q}_j es la aceleración del sistema.
- \dot{q}_j es la velocidad del sistema.
- q_j son las coordenadas del sistema.
- m_{ij} son los coeficientes de masa.
- c_{ij} son los coeficientes de rigidez.
- k_{ij} son los coeficientes de amortiguamiento viscoso.

Esta ecuación es válida siempre que el sistema sea autónomo, sin fuerzas exteriores que lo exciten. Este caso se denomina vibraciones libres.

De forma matricial, para el caso de oscilaciones libres se podría escribir como:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{0\} \quad (2.7.7)$$

Donde:

- $[M]$ es la matriz de masa.
- $[C]$ es la matriz de amortiguamiento.
- $[K]$ es la matriz de rigidez.
- $\{q\}$ es el vector columna de coordenadas.
- $\{\dot{q}\}$ es el vector columna de velocidades.
- $\{\ddot{q}\}$ es el vector columna de aceleraciones.

Para el caso de estudio, tampoco se considera amortiguación, así que no existen fuerzas dependientes de la velocidad como tampoco fuerzas exteriores aplicadas, por lo que las ecuaciones del movimiento (2.7.6) quedan

$$[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = \{0\} \quad (2.7.8)$$

Después de realizar las simplificaciones y resolver la ecuación diferencial anterior, se llega a la siguiente expresión:

$$(-\omega^2[M] + [K])\{\phi\} = \{0\} \quad (2.7.9)$$

Esta expresión define un sistema de ecuaciones lineales homogéneas en función de la incógnita $\{\phi\}$ y de la frecuencia de vibración propia al cuadrado (ω^2). Al final, el cálculo de la matriz de masa y de rigidez se reduce a resolver un problema de autovalores generalizado. Se trata de obtener los vectores $\{\phi\}$ que verifican

$$[K]\{\phi\} = \lambda[M]\{\phi\} \quad (2.7.10)$$

para algún valor de λ y donde $\lambda = \omega^2$. Para que existan soluciones distintas de la trivial $\{\phi\} = \{0\}$, el sistema de ecuaciones homogéneo (2.7.9) debe ser singular, es decir, debe anularse el determinante de la matriz de coeficientes:

$$\det([K] - \lambda[M]) = 0 \quad (2.7.11)$$

Esta ecuación de compatibilidad se denomina la ecuación característica del problema de autovalores (2.7.10). Resulta una ecuación polinómica de grado n en λ , que poseerá en general n raíces λ_k donde $k = 1, 2, \dots, n$. Estas raíces λ_k se denominan autovalores o valores propios, correspondiendo a los valores de λ que

hacen posible una solución no trivial de (2.7.10); cada uno de ellos está asociado a un vector solución $\{\phi_k\}$, que se denominan autovectores o vectores propios.

Los valores $\omega_k = \sqrt{\lambda_k}$ se denominan frecuencias propias del sistema, debido a que representan las frecuencias angulares de las posibles soluciones armónicas de la ecuación diferencial. Los períodos propios se calculan como $T_k = \frac{2\pi}{\omega_k}$.

Los autovalores y autovectores cumplen con estas propiedades:

1. Todos los autovalores y autovectores son reales.
2. Los autovalores son positivos.
3. Ortogonalidad:

Dos modos de vibración $\{\phi_i\}$ y $\{\phi_j\}$, correspondientes a autovalores distintos $\lambda_i \neq \lambda_j$, son ortogonales respecto a la matriz de masa $[M]$ y de rigidez $[K]$:

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} = 0 \quad (2.7.12)$$

$$\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} = 0 \quad (2.7.13)$$

Por el contrario, con el mismo modo de vibración $\{\phi_i\}$, correspondiente al mismo autovalor $\{\lambda_i\}$ se verifica que son vectores normalizados si cumplen que:

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} = 1 \quad (2.7.14)$$

$$\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} = \omega_i^2 \quad (2.7.15)$$

4. Los autovalores y autovectores son intrínsecos, es decir, son independientes de la elección de coordenadas.
5. Los vectores propios asociados a autovalores distintos son linealmente independientes.

Para el proyecto, sólo interesan los autovalores más pequeños y sus autovectores asociados. Concretamente, sería más que suficiente el uso de los 3 primeros autovalores y sus autovectores correspondientes, ya que son los que tienen más peso y permiten reproducir de forma precisa el movimiento oscilatorio que se produce en la presa. El autovector asociado a cada autovalor es un vector columna

de dimensión 2 veces el número de nodos sin condiciones de contorno de la malla (3.046x1), puesto que corresponden a los desplazamientos x e y relativos de cada uno de los nodos.

En las figuras 10, 11 y 12, se representan los 3 primeros modos de vibración obtenidos, que no es más que plasmar los 3 autovectores asociados a los 3 autovalores más pequeños. En el primer modo de vibración, se utiliza el autovector con el menor autovalor y así sucesivamente, dando como resultado la deformada de la presa si se aplicase un movimiento oscilatorio de una frecuencia propia determinada de valor $\omega_k = \sqrt{\lambda_k}$.

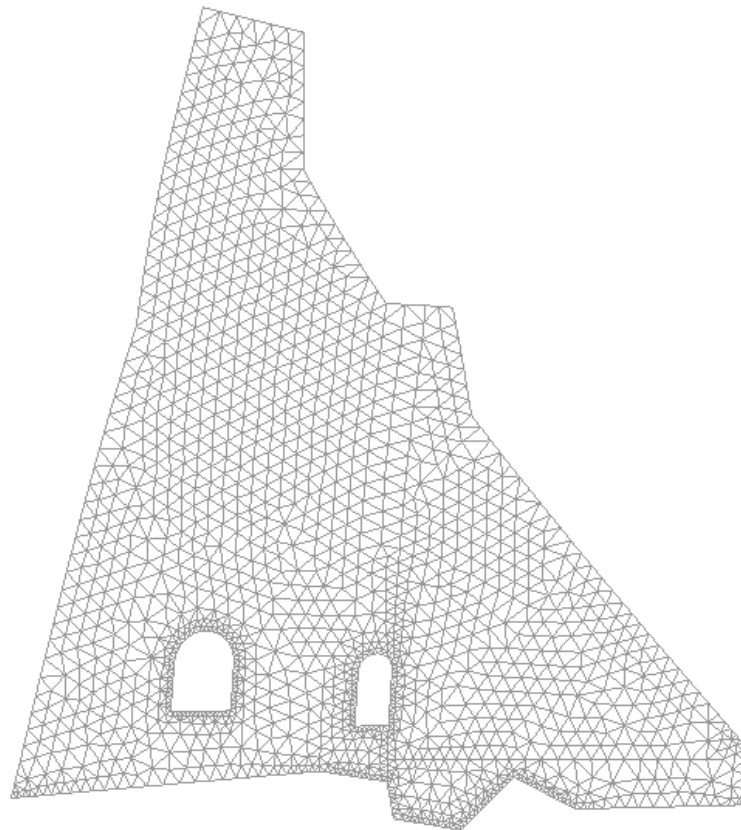


Figura 10. Representación del primer modo de vibración.

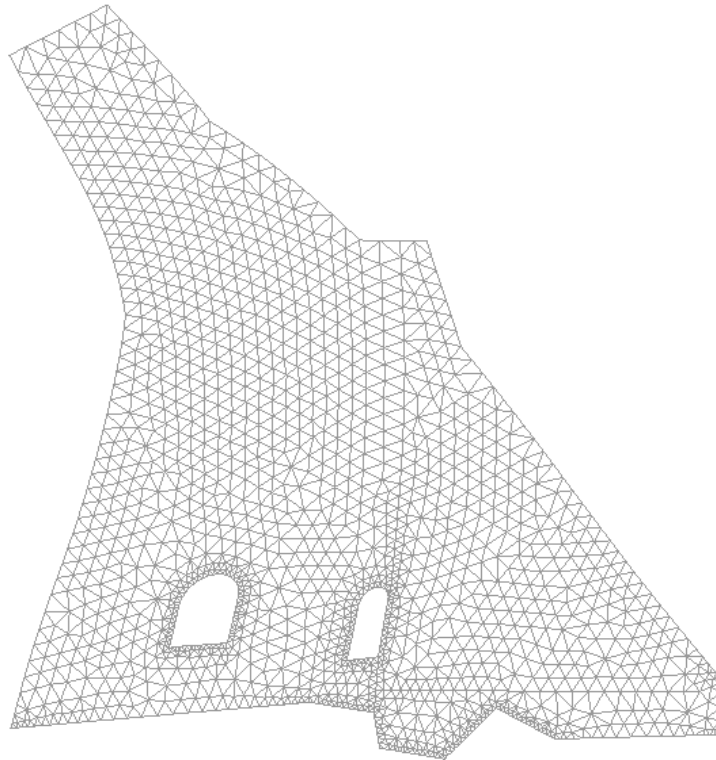


Figura 11. Representación del segundo modo de vibración.

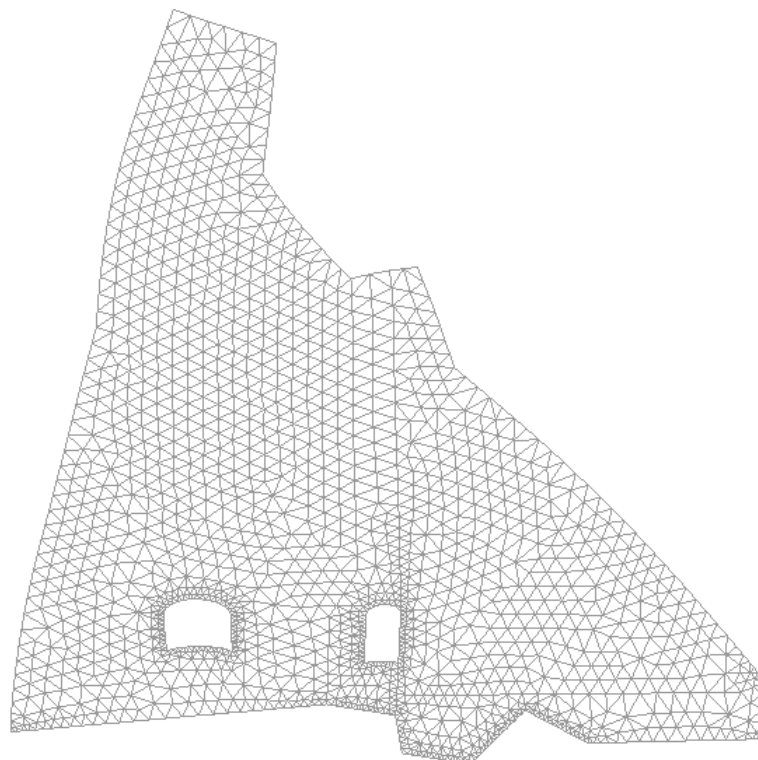


Figura 12. Representación del tercer modo de vibración.

2.7.1.3. Factores de ponderación modal

Como se ha explicado en el anterior apartado, el efecto de las fuerzas dinámicas provocadas por un sismo sobre la presa se puede asemejar a un cuerpo que sufre un movimiento oscilatorio libre sin amortiguamiento. Por lo tanto, su comportamiento real se puede interpretar como la combinación lineal de los 3 primeros modos de vibración.

No todos los modos contribuyen de la misma forma y por lo tanto cada uno tiene un peso dentro de la deformada final. El factor de ponderación modal cuantifica el valor de dicho peso para cada modo de vibración. Como los desplazamientos pueden ser horizontales y verticales en cada nodo, se hace la distinción de los factores según la dirección que se tome, así que existen factores horizontales y verticales para cada modo de vibración i .

La obtención del factor de ponderación modal para cada modo se realiza mediante las fórmulas que se muestran a continuación:

$$\beta_{i_{H,V}} = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{J_{H,V}\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (2.7.16)$$

Donde:

- $\{\phi_i\}^T$ es el autovector correspondiente al modo de vibración i .
- $\{\phi_i\}$ es el autovector traspuesto correspondiente al modo de vibración i .
- $[M]$ es la matriz de masa.
- $\{J_{H,V}\}$ es un vector columna de dimensión 2 veces el número de nodos con sus movimientos no prescritos que determina la dirección que se toma para el cálculo. Para el caso de dirección horizontal

$$\{J_H\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.7.17)$$

y para la dirección vertical

$$\{U_v\} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (2.7.18)$$

MODO I	AUTOVALORES (λ_i)	FRECUENCIAS (ω_i)	PERÍODOS (T_i)	β_h	β_v
Modo 1	13307,11	115,36 Hz	0,054 s	512,36	90,56
Modo 2	51633,55	227,23 Hz	0,028 s	435,83	-90,36
Modo 3	73772,27	271,61 Hz	0,023 s	46,30	-609,63

Tabla 4. Resultados obtenidos del cálculo modal para los 3 primeros modos de vibración.

2.7.2. Aceleración de cálculo y espectro de respuesta elástica

Los estudios de peligrosidad sísmica permiten estimar, con cierta probabilidad de excedencia, el movimiento que puede esperarse en una región como resultado de todos los posibles sismos que ocurrirían en un área de influencia.

Para establecer la demanda sísmica de la zona de estudio, la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación [8] (de aquí en adelante NCSE-02) ofrece unas pautas para su cálculo que se detallan a continuación.

La NCSE-02 define la aceleración de cálculo como la máxima aceleración del movimiento que se aplica en su base, y se obtiene como el producto de:

$$a_c = S a_b \rho \quad (2.7.19)$$

Donde:

- S es el coeficiente de ampliación del terreno.
- a_b es la aceleración básica.
- ρ es el coeficiente adimensional de riesgo.

Mediante el mapa de peligrosidad sísmica actualizado el año 2015 (figura 13), se define la peligrosidad de la zona en términos de aceleración básica y toma un valor de $a_b = 0,13g$.

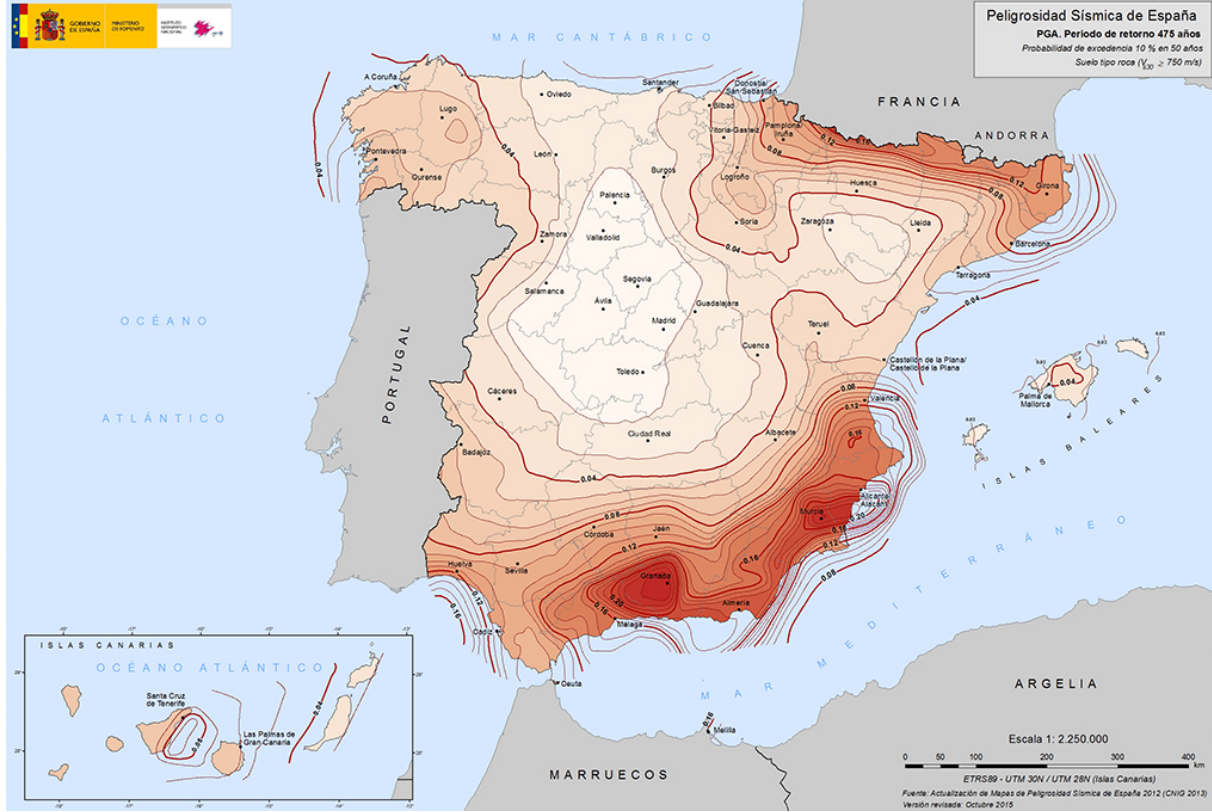


Figura 13. Actualización del mapa de peligrosidad sísmica de España del año 2015 [12].

La presa de Estany Gento se considera como una construcción de importancia especial, puesto que si se produce su destrucción a causa de un sismo, puede interrumpir el funcionamiento de la central hidroeléctrica además de causar daños catastróficos. Por lo tanto, el coeficiente adimensional de riesgo es de $\rho = 1,3$.

Al encontrarse en el intervalo de $0,1g < \rho a_b < 0,4g$, el coeficiente S se obtiene con la expresión:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \quad (2.7.20)$$

Donde:

- C es el coeficiente de terreno, que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación.

La clasificación del suelo de la zona donde se sitúa la presa según la NCSE-02 corresponde a un terreno tipo II al ser roca muy fracturada y la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla está entre $750 \text{ m/s} \geq v_s \geq 400 \text{ m/s}$, tomando así el coeficiente un valor de $C = 1,3$.

Cuando se obtiene la a_c del ámbito de estudio, el siguiente paso es establecer un espectro normalizado de respuesta elástica (α_T). Se obtiene mediante la siguiente función por partes:

$$\alpha_T(T) = \begin{cases} 1 + 1,5 \frac{T}{T_A} & \text{si } T < T_A \\ 2,5 & \text{si } T_A \leq T \leq T_B \\ K \frac{C}{T} & \text{si } T > T_B \end{cases} \quad (2.7.21)$$

Donde:

- T es el período propio del oscilador en segundos.
- K es el coeficiente de contribución, que toma un valor de 1 en este proyecto.
- C es el coeficiente del terreno que se ha explicado anteriormente.
- T_A y T_B son períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \frac{C}{10} \quad (2.7.22)$$

$$T_B = K \frac{C}{2,5} \quad (2.7.23)$$

El valor de la ordenada de α_T representa el cociente entre la aceleración máxima absoluta de un oscilador elástico lineal, que se conoce como espectro de respuesta elástica (S_A), y la máxima aceleración del movimiento que se aplica a la base de la estructura (a_c). Cuando la base del oscilador sufre un terremoto de aceleración máxima a_c , la respuesta del oscilador tiene una aceleración máxima $S_A(T) = a_c \alpha_i(T)$. El término α_i es la particularización de α_T según la a_c de la zona de estudio, del amortiguamiento si se quisiera considerar índices de amortiguamiento respecto al crítico distintos del 5% y la consideración de la ductilidad para así tener en cuenta la capacidad de la estructura de soportar deformaciones plásticas. La expresión que se debe aplicar para la obtención de α_i es:

$$\alpha_i(T) = \begin{cases} \alpha_T(T) \beta & \text{si } T \geq T_A \\ 1 + (2,5\beta - 1) \frac{T}{T_A} & \text{si } T \leq T_A \end{cases} \quad (2.7.24)$$

En la anterior fórmula, se ha introducido un parámetro nuevo que es el coeficiente de respuesta (β) de valor:

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} \quad (2.7.25)$$

Donde:

- ν es el coeficiente de amortiguamiento que viene definido por la expresión:

$$\nu = \left(\frac{5}{\Omega}\right)^{0,4} \quad (2.7.26)$$

El término Ω es el amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje del crítico, tomando un valor de 5.

- μ es el comportamiento por ductilidad. Los cálculos posteriores se realizan suponiendo dos valores distintos de ductilidad: para $\mu = 1$ y $\mu = 2$. Cuando $\mu = 1$, se adopta la hipótesis que la estructura no tiene ductilidad, mientras que cuando el valor es 2 se habla de una ductilidad baja. Tiene sentido adoptar dichos valores de ductilidad puesto que una presa de gravedad es un macizo de hormigón que se caracteriza por su alta rigidez al no admitir grandes deformaciones plásticas.

Con todo lo explicado anteriormente, se obtiene $S_A(T)/g$ en función de los dos valores de ductilidad escogidos. Los espectros se muestran en la figura 14.

La obtención del valor de $S_A(T)/g$ para los 3 primeros modos de vibración se hace mediante el período asociado a cada modo. Se llega a los resultados que se muestran en la tabla 5.

PERÍODOS (T)	S _A (T)/g	
	$\mu = 1$	$\mu = 2$
0,054 s	0,285	0,192
0,028 s	0,230	0,183
0,023 s	0,221	0,182

Tabla 5. Resultados del espectro de respuesta elástica para cada período de oscilación.

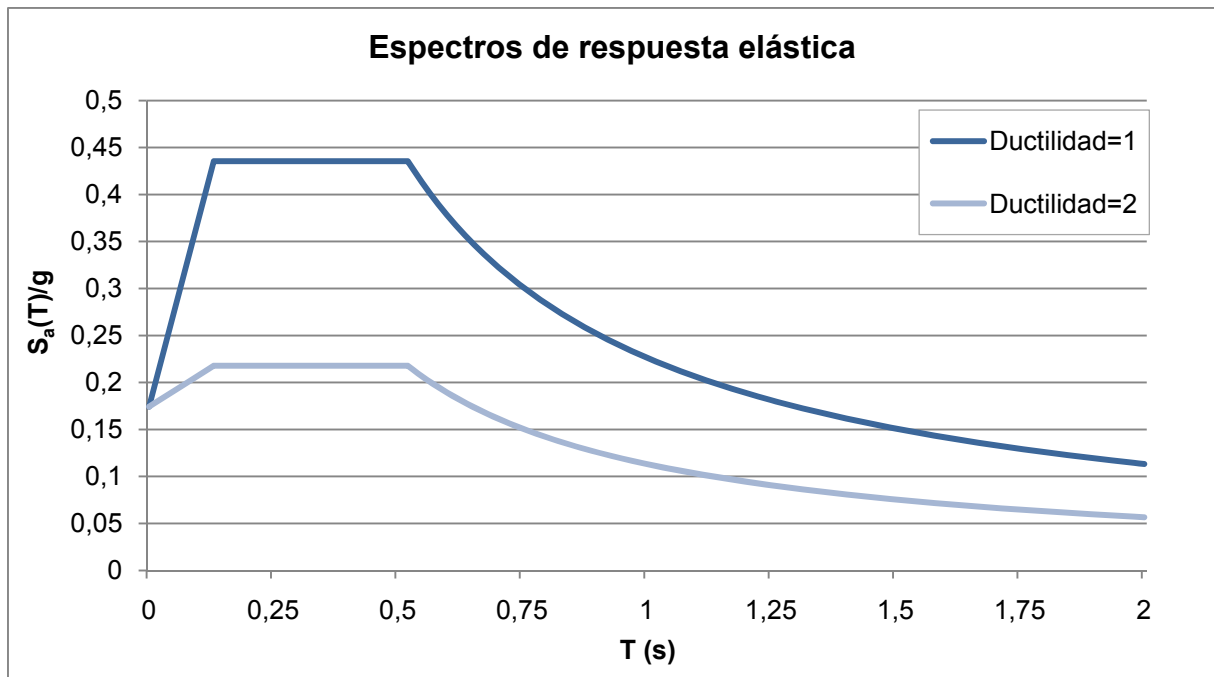


Figura 14. Espectros de respuesta elástica en función de las ductilidades.

2.7.3. Cálculo de las fuerzas dinámicas

El último parámetro necesario para obtener las fuerzas dinámicas producidas por el sismo sobre la presa es el peso de la misma. Dicho parámetro recibe el nombre de vector de fuerzas nodales del peso propio $\{f\}$, y se obtiene del ensamblaje de cada uno de los vectores de peso propio correspondientes a cada nodo. El peso de un elemento se reparte en 3 partes iguales a cada uno de los nodos que lo compone, pero a su vez los mismos nodos pueden pertenecer a otros elementos así que puede recibir contribuciones de otros. El ensamblaje consiste en sumar las contribuciones del peso propio del elemento a cada nodo y colocar dichas fuerzas en el lugar adecuado del vector peso propio según el nodo que corresponda.

Se requiere la aplicación de la expresión 2.7.27 para la obtención del vector peso propio de cada nodo de un elemento determinado. Como es sabido, la fuerza del peso propio sólo actúa en dirección vertical, así que el vector fila que aparece en la fórmula sólo contiene unos en las posiciones pares, puesto que se refiere a las componentes verticales de las fuerzas del peso propio de los tres nodos, y ceros en las impares porque son las horizontales.

$$f_e = \frac{1}{3} A^e \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (2.7.27)$$

La dimensión del vector $\{f\}$ es 2 veces el número de nodos del mallado (3.266x1), donde los valores de las posiciones impares son todo ceros. Como las fuerzas dinámicas no actúan en los nodos con movimientos prescritos, es decir, aquellos nodos que están en contacto con la superficie del terreno, se deben eliminar las componentes del vector asociadas a dichos nodos. Además, las componentes horizontales del peso propio de cada nodo tampoco se consideran para el cálculo de las fuerzas debidas al sismo, de tal modo que se suprimen del vector $\{f\}$.

Como se ha comentado anteriormente, la mitad de las componentes de $\{f\}$ son las fuerzas horizontales y hay 110 nodos donde hay aplicadas condiciones de contorno. Ninguno de los valores que pertenezcan a nodos en donde se hayan aplicado condiciones de contorno o a fuerzas horizontales interesa, así que el vector de fuerzas nodales del peso propio $\{f_{din}\}$ que se utiliza para el cálculo de las fuerzas dinámicas tienen una dimensión final de 1.523x1, donde 1.523 es la cantidad de nodos del mallado que poseen dos grados de libertad. Este vector contiene, básicamente, las fuerzas verticales del peso propio de los nodos cuyos movimientos no se encuentran prescritos.

Por último, se procede a la obtención de las fuerzas dinámicas horizontales y verticales sobre cada nodo j que no tenga establecida condición de contorno. Las expresiones a utilizar se presentan a continuación:

$$[F_{din_H}] = \left[\sum_{j=1}^{modo\ 3} \beta_{H_{modo}} \phi_{j-H_{modo}} \left(\frac{S_A}{g} \right)_{modo} \right] \{f_{din}\} \quad (2.7.28)$$

$$[F_{din_V}] = \left[\sum_{j=1}^{modo\ 3} \beta_{V_{modo}} \phi_{j-V_{modo}} \left(\frac{S_A}{g} \right)_{modo} \right] \{f_{din}\} \cdot 0,7 \quad (2.7.29)$$

Donde:

- F_{din_Hj} y F_{din_Vj} son las fuerzas dinámicas horizontales y verticales del nodo j .

- β_H y β_V son los factores de ponderación modal horizontal y vertical.
- ϕ_{j_H} y ϕ_{j_V} es la componente horizontal y vertical del nodo j del autovector asociado a cada uno de los modos de vibración.
- $\left(\frac{S_A}{g}\right)$ es la aceleración máxima que puede alcanzar la estructura ante un sismo dividida entre el valor de la gravedad.
- $\{f_{din}\}$ es el vector de las componentes verticales de fuerzas nodales del peso propio cuyos nodos no estén prescritos.

Hay que tener en cuenta que S_A/g depende de la ductilidad, así que al establecer dos valores distintos, se obtiene 2 vectores de $[F_{din_H}]$ y de $[F_{din_V}]$ para cada una de las ductilidades.

El nivel de ductilidad determina la capacidad de la estructura para disipar la energía en el rango plástico. Una estructura dúctil sufrirá deformaciones importantes antes de llegar a la rotura, lo que le confiere una alta capacidad de absorber energía antes de llegar al colapso. Una estructura sin ductilidad no tiene dicha capacidad, produciéndose el colapso sin haber llegado a deformar considerablemente la estructura. Cabe pensar, entonces, que a mayores valores de ductilidad, menor es la carga sísmica a aplicar en el cálculo, puesto que la estructura se considera más sismorresistente.

Analizando las expresiones 2.7.28 y 2.7.29, la dimensión de $[F_{din_H}]$ y de $[F_{din_V}]$ es de 1.523×1 , coincidiendo el número de filas con la cantidad de nodos cuyos movimientos no estén prescritos, ya que cada valor del vector representa la fuerza dinámica horizontal o vertical que se aplica en el nodo correspondiente. En los nodos de la base de la presa, no existen fuerzas dinámicas al no sufrir movimiento y por lo tanto, no se ven afectados por la aceleración del terreno producida por el sismo.

En la tabla 6 se recogen las variables presentadas en los anteriores apartados que influyen en los cálculos de las fuerzas dinámicas, excepto ϕ_H , ϕ_V y $\{f_{din}\}$ por la dimensión que alcanzan.

MODO J	β_h	β_v	$S_A(T)/g$	
			$\mu = 1$	$\mu = 2$
Modo 1	512,36	90,56	0,285	0,192
Modo 2	435,83	-90,36	0,23	0,183
Modo 3	46,30	-609,63	0,221	0,182

Tabla 6. Parámetros utilizados para el cálculo de las fuerzas dinámicas.

2.8. CRITERIOS DE VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para el correcto funcionamiento de la presa, ésta debe ser capaz de resistir cualquier escenario extremo previsto sin poner en riesgo la integridad de ella misma ni la de ninguna vida humana. Por este motivo, se establecen criterios de verificación que se deben cumplir ante cualquier situación para asegurar que la estructura podrá aguantar con cierto margen de seguridad.

En el apartado 2.6 se han descrito los casos de estudio propuestos con las fuerzas actuantes sobre la estructura correspondientes, y en éste se trata de describir cuáles son los criterios de verificación que se estudian y cómo obtenerlos.

Los dos principales mecanismos de colapso de la estructura son: el deslizamiento y el vuelco de la presa. La estructura puede sufrir tales empujes horizontales que podría hacer que se trasladara debido a que la fuerza de fricción entre presa-cimentación no es capaz de contrarrestar dichos esfuerzos. Cabe pensar, además, en la probabilidad de vuelco de la presa respecto a un eje de rotación situado en la base de la presa al comportarse de forma similar a una ménsula. Por esta razón, se procede al cálculo de los factores de seguridad de cada uno de los mecanismos planteados para determinar si es posible que se produzcan.

Estos dos mecanismos son los principales criterios de diseño de cualquier presa de gravedad, y por eso es un requisito el cumplimiento de ambos factores de seguridad (FS). Además, hay que verificar que en ningún punto del cuerpo de la presa se supere las tensiones máximas y mínimas admitidas, que podría provocar el fallo de la estructura.

2.8.1. Factor de seguridad al deslizamiento (FS_d)

Describe el contacto existente entre el cuerpo de la presa y el terreno sobre el que descansa. Este factor indica si la presa puede sufrir una traslación a causa de las fuerzas exteriores aplicadas sobre ella. La fuerza que no permite dicho desplazamiento es la fuerza de fricción entre presa-cimentación. Por lo tanto, la fuerza de fricción (f_f) actúa como fuerza estabilizadora y la fuerza desestabilizadora es aquella que se produce entre la base de la presa y el terreno cuya dirección sea paralela a la superficie de contacto, llamada fuerza tangencial (T).

Se debe comprobar que el sumatorio de las reacciones tangenciales de los nodos que se encuentren en la base de la presa sea menor a las fuerzas de fricción que se generen en esos puntos. Al final, todo se reduce en comprobar que el FS_d , que es el cociente entre las fuerzas estabilizadoras y las desestabilizadoras, sea mayor a 1.

$$T < \mu N \quad (2.8.1)$$

$$FS_d = \frac{F_{estabilizadoras}}{F_{desestabilizadoras}} = \frac{f_f}{T} = \frac{\mu N}{T} > 1 \quad (2.8.2)$$

Donde:

- μ es el coeficiente de rozamiento que se obtiene de la tangente del ángulo de rozamiento interno(α), propio del material de la zona de estudio, al ser el ángulo de la pendiente máxima que puede alcanzar manteniéndose en reposo. Según las características geológicas de la zona, se ha considerado un $\alpha = 38^\circ$.

$$\mu = \tan \alpha \quad (2.8.3)$$

La verificación depende del plano de deslizamiento escogido, así que se debe escoger aquel que sea el más desfavorable de todos para realizar el cálculo.

2.8.2. Factor de seguridad al vuelco (FS_v)

Se define como el cociente entre los momentos generados por las fuerzas estabilizadoras y las desestabilizadoras desde un punto de giro O que produzca que el valor del factor sea lo más pequeño posible. Este hecho significaría que en ese punto es dónde se podría dar con más probabilidad el vuelco de la presa. Cada uno

de los casos de estudio tiene un punto O y unas n fuerzas estabilizadoras y m desestabilizadoras diferentes, que provoca que el punto de aplicación de cada una de las acciones sea distinta y consecuentemente, el brazo (d) también lo sea (véase las figura 16, 17, 18 y 19 y las tablas 8 y 10).

$$FS_V = \frac{M_{estabilizadores}}{M_{desestabilizadores}} \quad (2.8.4)$$

Donde:

$$M_{estabilizadores} = \sum_{i=1}^n F_{i_estabilizadora} \cdot d_i \quad (2.8.5)$$

$$M_{desestabilizadores} = \sum_{j=1}^m F_{j_desestabilizadora} \cdot d_j \quad (2.8.6)$$

Las fuerzas que actúan como estabilizadoras son el peso propio y la componente vertical de la presión hidrostática (ésta última presente únicamente para el caso de embalse lleno). Por otro lado, las fuerzas desestabilizadoras son la componente horizontal de la presión hidrostática, la subpresión (ambas consideradas solamente en el caso de embalse lleno) y las fuerzas dinámicas debidas al sismo.

2.8.3. Estado tensional

Otro aspecto importante es el conocimiento de las tensiones que se producen en la presa ante los escenarios de cálculo. Como ya es sabido, el hormigón es un material que trabaja muy bien a compresión, en cambio, a tracción sólo aguanta un 10% de lo que soporta a compresión. Es fundamental, entonces, verificar que en ningún punto del cuerpo de la presa se supera las tensiones máximas a compresión y sobre todo a tracción para asegurar un correcto funcionamiento de la estructura.

El hormigón con el que está construida la presa tiene una resistencia característica a compresión (f_{ck}) de 30 MPa como se explicó en el apartado 2.2, así que se debe verificar que en toda la presa no se alcanza los siguientes estados tensionales:

$$\sigma_{compresión} \leq 30 \text{ MPa} \quad (2.8.7)$$

$$\sigma_{tracción} \leq 3 \text{ MPa} \quad (2.8.8)$$

3. RESULTADOS

La casuística presentada caracteriza la respuesta estructural de la presa ante las acciones consideradas. A continuación, se presentan los resultados de cada una de las verificaciones realizadas y de las deformaciones que sufre la estructura, analizando los valores obtenidos de manera global y enfatizando en los aquellos que sean más desfavorables.

3.1. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

La verificación de estabilidad consiste en mostrar los FS calculados para cada escenario de estudio, comprobar que se cumple con la condición de ser mayores a 1 y validar su veracidad según el comportamiento esperado para cada caso.

3.1.1. Deslizamiento

Para el análisis de deslizamiento, no solamente se estudia cada caso en función del nivel de agua del embalse y de la ductilidad de la presa, sino que también es necesario establecer el plano de deslizamiento respecto el cual se lleva a cabo el cálculo del FS_d . Escoger con qué plano de deslizamiento realizar la verificación no es sencillo, puesto que la base del cuerpo de la presa no es recta, así que se ha realizado la verificación para dos planos diferentes: el plano predominante, que es aquel plano que ocupa mayor longitud de la base, y el plano medio, obtenido mediante la unión de los dos vértices pertenecientes a la base de la estructura. En la figura 15 se representa los dos planos de cálculo.

Según lo explicado anteriormente, son 8 los casos de estudio para la obtención de los FS_d , que se resumen en:

- Presa sin ductilidad ($\mu = 1$), considerando el embalse vacío y el plano predominante como plano de deslizamiento predominante.
- Presa sin ductilidad ($\mu = 1$), considerando el embalse vacío y el plano medio como plano de deslizamiento.
- Presa con baja ductilidad ($\mu = 2$), considerando el embalse vacío y el plano predominante como plano de deslizamiento predominante.

- Presa con baja ductilidad ($\mu = 2$), considerando el embalse vacío y el plano medio como plano de deslizamiento.
- Presa sin ductilidad ($\mu = 1$), considerando el embalse lleno y el plano predominante como plano de deslizamiento predominante.
- Presa sin ductilidad ($\mu = 1$), considerando el embalse lleno y el plano medio como plano de deslizamiento.
- Presa con baja ductilidad ($\mu = 2$), considerando el embalse lleno y el plano predominante como plano de deslizamiento predominante.
- Presa con baja ductilidad ($\mu = 2$), considerando el embalse lleno y el plano medio como plano de deslizamiento.

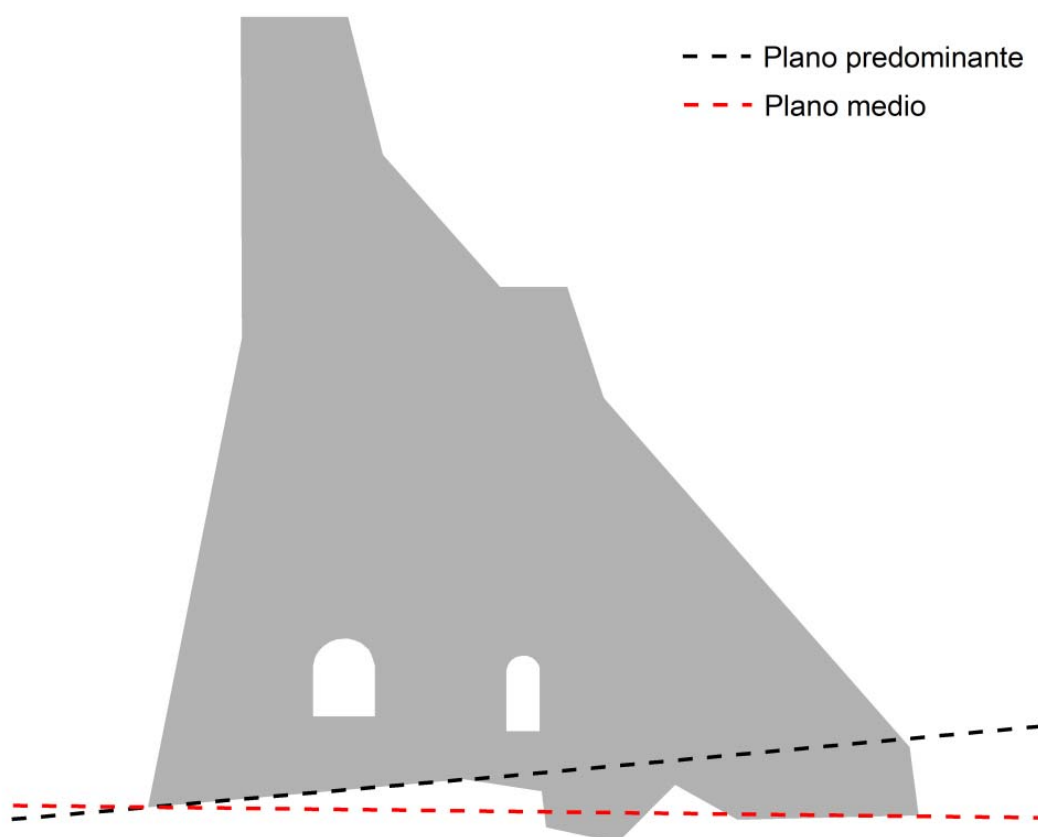


Figura 15. Representación de los planos de deslizamiento considerados para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento.

En la tabla siguiente se recogen todos los FS_d para cada escenario contemplado:

NIVEL DEL EMBALSE	PLANO DE DESLIZAMIENTO	DUCTILIDAD	FS_d
Vacío	Predominante	$\mu = 1$	2,59
		$\mu = 2$	3,28
	Medio	$\mu = 1$	3,92
		$\mu = 2$	5,63
Lleno	Predominante	$\mu = 1$	1,26
		$\mu = 2$	1,42
	Medio	$\mu = 1$	1,02
		$\mu = 2$	1,15

Tabla 7. Factores de seguridad al deslizamiento (FS_d) para cada uno de los casos de cálculo.

Se puede comprobar que ningún FS_d es inferior a 1, y por lo tanto, se puede afirmar que la presa no desliza en ninguna de las situaciones planteadas. No obstante, para el escenario de embalse lleno y considerando el plano medio como plano de deslizamiento, ambos factores se aproximan mucho a 1, sobre todo cuando la ductilidad toma el valor de 1.

No es de extrañar que los FS_d sean menores para el caso de embalse lleno, puesto que a consecuencia del empuje que realiza la presión hidrostática (principal fuerza desestabilizadora) en el paramento aguas arriba de la estructura, provoca grandes fuerzas tangenciales en la base de la presa en el mismo sentido que el empuje, perjudicando claramente la estabilidad de la misma.

Otro aspecto a destacar es que para el escenario de embalse vacío, los factores son menores si el plano de deslizamiento es el predominante. Este hecho se debe al sentido hacia la izquierda que toma la F_{din_H} para este caso, que a causa de la inclinación del plano, favorece el deslizamiento de la presa hacia el mismo lado.

Algo similar ocurre para la situación de embalse vacío. Tanto la F_{din_H} y la P_{H_H} toman sentido hacia el paramento aguas abajo y el plano que favorece el deslizamiento hacia ese mismo lado es el medio. Consecuentemente, los FS_d son más pequeños al ser más probable la traslación siguiendo dicho plano.

Cabe pensar que en la realidad, la posibilidad de deslizamiento de la presa es mucho menor, ya que se han realizado consideraciones para estar al lado de la seguridad. La primera ha sido suponer que el nivel alcanzado por el agua llega a cota de coronación, aún sabiendo que es bastante improbable dicha situación al disponer la presa sistemas de desagüe y aliviaderos que impiden que se llegue a la situación planteada. Además, la irregularidad de la base de la estructura hace que se encaste en el terreno, creando unas fuerzas adicionales que dificultan la traslación de la presa. Éste último es un sistema bastante utilizado en todas las presas de gravedad para evitar la posibilidad de desplazamiento.

3.1.2. Vuelco

La posibilidad de vuelco de la presa también puede ser un grave riesgo para la estabilidad de la misma. Por ello, es importante verificar que no se produce ante cualquier situación de disposición de cargas actuantes. El parámetro que determina dicha probabilidad es el FS_V , que debe ser mayor a 1.

Para el cálculo de los FS_V , se necesita el módulo de las fuerzas resultantes actuantes en cada situación de estudio y el punto de aplicación de cada una. Además, se requiere establecer un eje de giro O y referenciar cada punto de aplicación de la fuerza respecto dicho punto, para así obtener la distancia existente entre ambos. En el apartado 2.6.2, se explica detalladamente todo el proceso para la elección de O, así como las consideraciones adoptadas para el cálculo.

La situación de embalse vacío y embalse lleno provoca una disposición de cargas y puntos O diferentes que consecuentemente obliga a tratar por separado cada escenario.

3.1.2.1. Embalse vacío

En las figuras 16 y 17 se representan las fuerzas actuantes para los distintos escenarios de embalse vacío en función de la ductilidad escogida. Los valores de las fuerzas están en kN mientras que las distancias se expresan en metros y se referencian respecto el punto O y el sistema de coordenadas dibujado.

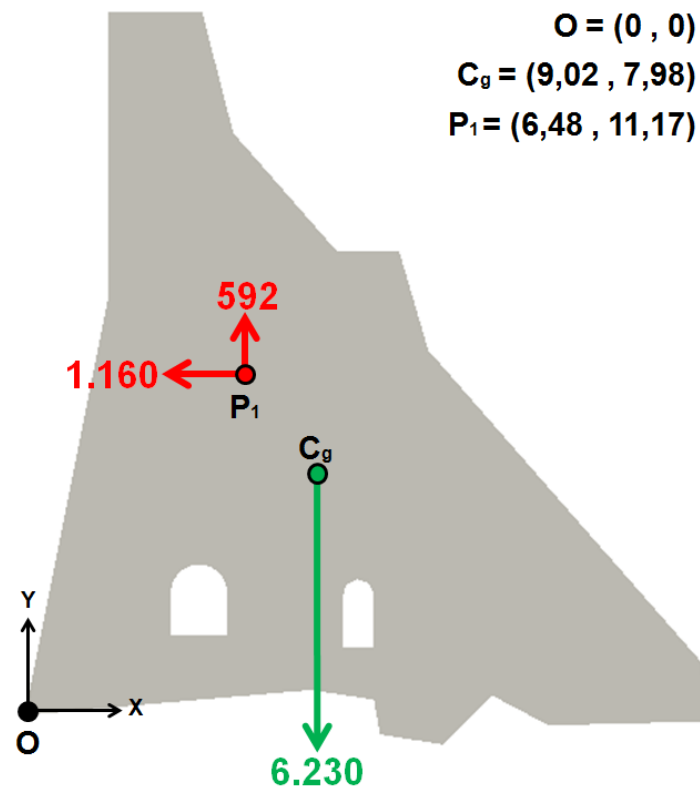


Figura 16. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse vacío y ductilidad igual a 1.

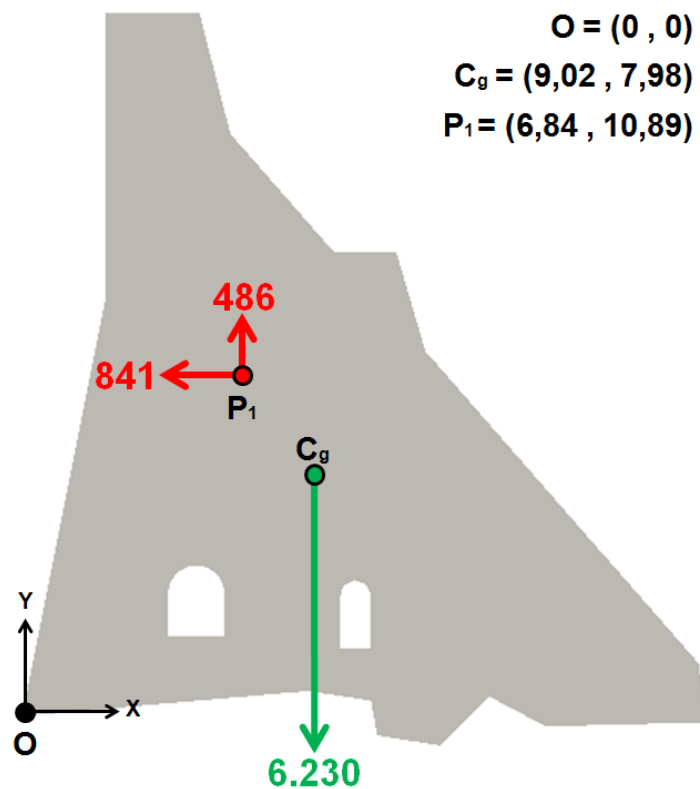


Figura 17. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse vacío y ductilidad igual a 2.

FUERZAS			FUERZA RESULTANTE (kN)	PUNTO DE APLICACIÓN	
				X (m)	Y (m)
Peso propio (F_{pp})			6.230	9,02	7,98
Fuerzas dinámicas (F_{din})	F_{din_H}	$\mu = 1$	1.160	6,48	11,17
		$\mu = 2$	841	6,84	10,89
	F_{din_V}	$\mu = 1$	592	6,48	11,17
		$\mu = 2$	486	6,84	10,89

Tabla 8. Resumen de valores y puntos de aplicación de las fuerzas actuantes para embalse vacío.

Con la información proporcionada en las figuras y la tabla anterior, junto con la identificación de cuáles son las fuerzas estabilizadoras y las desestabilizadoras (apartado 3.6.2), se llega a los resultados mostrados a continuación:

DUCTILIDAD	$M_{estabilizadores}$ (kN·m)	$M_{desestabilizadores}$ (kN·m)	FS_v
$\mu = 1$	$5,62 \cdot 10^4$	$1,68 \cdot 10^4$	3,34
$\mu = 2$	$5,62 \cdot 10^4$	$1,25 \cdot 10^4$	4,51

Tabla 9. Factores de seguridad al vuelco (FS_v) para el caso de embalse vacío.

Se puede afirmar que la presa no vuelca para la situación de cargas planteada en el caso de embalse vacío, puesto que los FS_v obtenidos en función de la ductilidad empleada son mucho mayores a 1. Además, como las F_{din} en la situación de ductilidad baja ($\mu = 2$) tienen magnitudes menores respecto a las consideradas para el caso de presa sin ductilidad ($\mu = 1$), su factor también es menor por formar parte del conjunto de fuerzas desestabilizadoras.

3.1.2.2. Embalse lleno

En las figuras 18 y 19 se representan las fuerzas actuantes para los distintos escenarios de embalse lleno en función de la ductilidad escogida. Los valores de las fuerzas están en kN mientras que las distancias se expresan en metros y se referencian respecto el punto O y el sistema de coordenadas dibujado.

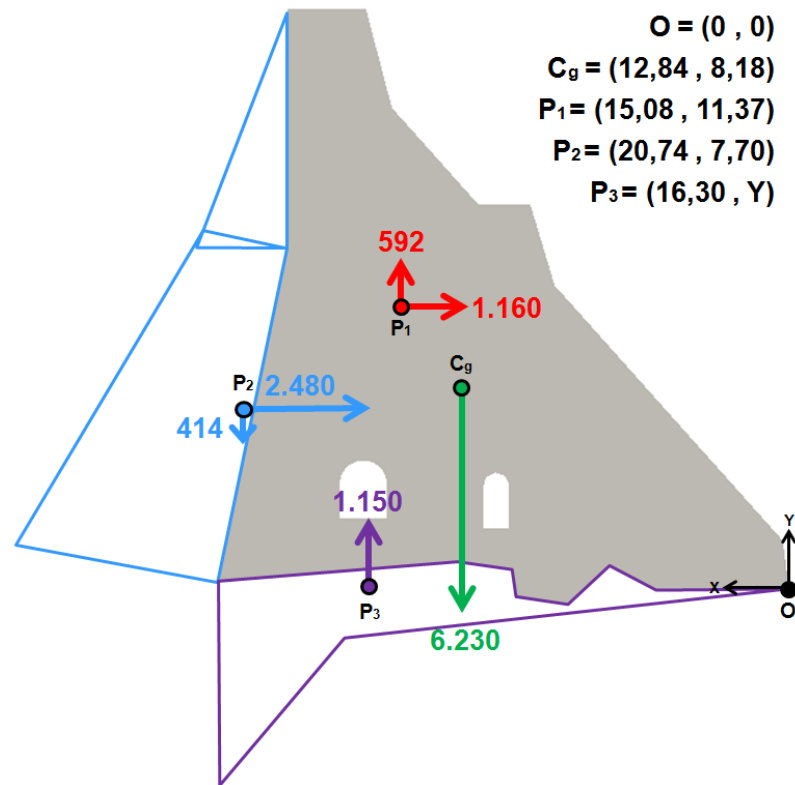


Figura 18. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse lleno y ductilidad igual a 1.

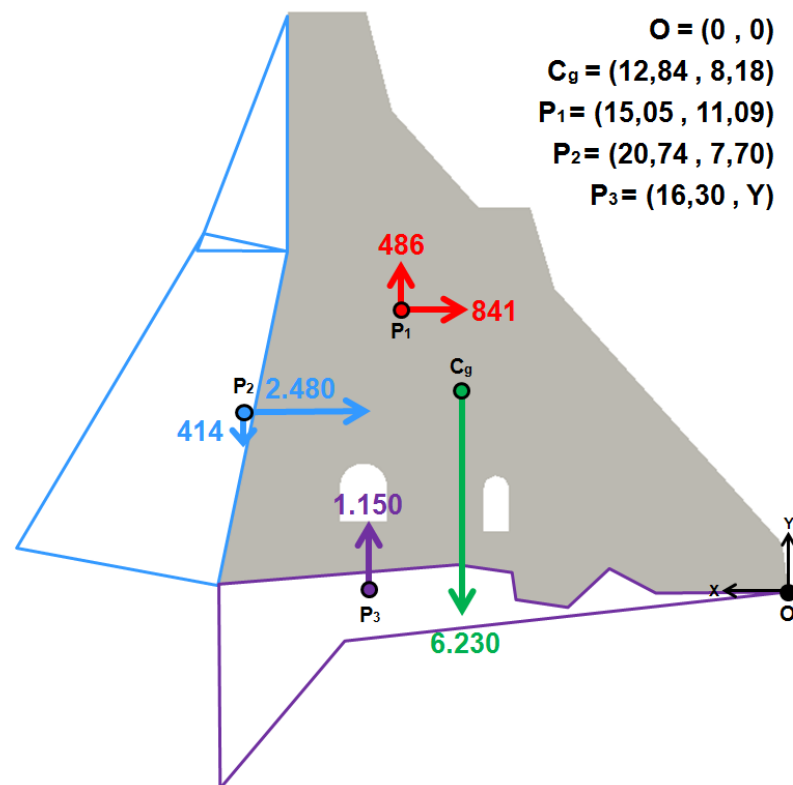


Figura 19. Fuerzas actuantes y sus puntos de aplicación para embalse lleno y ductilidad igual a 2.

FUERZAS			FUERZA RESULTANTE (kN)	PUNTO DE APLICACIÓN	
				X (m)	Y (m)
Peso propio (F_{pp})			6.230	12,84	8,18
Presión hidrostática (P_H)	Horizontal (P_{H_H})		2.480	20,74	7,70
	Vertical (P_{H_V})		414		
Subpresión($SubP$)			1.150	16,30	-
Fuerzas dinámicas (F_{din})	Horizontal (F_{din_H})	$\mu = 1$	1.160	15,08	11,37
		$\mu = 2$	841	15,05	11,09
	Vertical (F_{din_V})	$\mu = 1$	592	15,08	11,37
		$\mu = 2$	486	15,05	11,09

Tabla 10. Resumen de valores y puntos de aplicación de las fuerzas actuantes para embalse lleno.

Mediante las figuras y la tabla anterior, junto con la identificación las fuerzas estabilizadoras y las desestabilizadoras (apartado 2.6.2), se llega a los resultados mostrados en la tabla 11.

DUCTILIDAD	$M_{estabilizadores}$ (kN·m)	$M_{desestabilizadores}$ (kN·m)	FS_v
$\mu = 1$	$8,86 \cdot 10^4$	$5,99 \cdot 10^4$	1,48
$\mu = 2$	$8,86 \cdot 10^4$	$5,44 \cdot 10^4$	1,63

Tabla 11. Factores de seguridad al vuelco (FS_v) para el caso de embalse lleno.

En el caso de embalse vacío, los FS_v son mayores a 1, pudiendo afirmar que la presa no volcará ante ninguna situación planteada.

A diferencia del escenario anterior, los factores se aproximan mucho más a 1. La diferencia reside en el número de fuerzas desestabilizadoras respecto a las estabilizadoras. En esta situación, se contempla una mayor cantidad de fuerzas desestabilizadoras (entre ellas el empuje hidrostático horizontal y la subpresión principalmente) que hace que los momentos desestabilizadores aumenten mucho

más respecto a los estabilizadores. Aunque a este último se le suma el empuje hidrostático vertical, de una magnitud considerablemente más baja en comparación al empuje horizontal, no es suficiente para contrarrestar el efecto de las fuerzas desestabilizadoras, y consecuentemente, el FS_V se reduce en gran proporción.

Como se explica en el capítulo anterior, las F_{din} en la situación de ductilidad baja ($\mu = 2$) tienen magnitudes menores respecto a las consideradas para el caso de presa sin ductilidad ($\mu = 1$), y por lo tanto el factor resultante también es menor por formar parte del conjunto de fuerzas desestabilizadoras.

3.2. VERIFICACIÓN TENSIONAL

El análisis del estado tensional de la presa se realiza mediante los gráficos obtenidos con el programa *GiD*, donde se representan los resultados de las tensiones obtenidas en cada caso de estudio mediante diagramas de colores acompañados de una leyenda, en donde el convenio de signos que se establece es tensión de tracción positiva y de compresión negativa y los valores de dichas tensiones se dan en Pascales (Pa). El programa considera al eje horizontal como el eje X y positivo hacia la derecha y el eje Y como el vertical y positivo hacia arriba.

No solamente se analiza el estado tensional en su conjunto, sino que se presta especial atención a aquellos puntos en donde se dan tensiones de tracción, ya que las presas de gravedad no están diseñadas para admitir tensiones de ese tipo de gran magnitud, pudiendo sobrepasar el valor máximo admitido comentado en el apartado 2.8.3. Además, se señala mediante una cruz roja la ubicación de la máxima tensión a tracción y con una cruz azul la máxima tensión a compresión.

3.2.1. Embalse vacío sin ductilidad ($\mu=1$)

3.2.1.1. Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)

La tensión de compresión máxima se produce en el vértice derecho de la solera de la galería de la izquierda, alcanzando un valor de 0,34 MPa. En la misma galería pero más cercano al vértice inferior izquierdo, también se obtiene la máxima tensión de tracción de 0,21 MPa. Se concluye, entonces, que en ningún punto del cuerpo se supera la tensión admisible a compresión y a tracción. Las tensiones del cuerpo de la presa se pueden ver más detalladamente en la figura 20.

El comportamiento de la presa se puede asemejar a una ménsula, por este motivo es de esperar que las tracciones se produzcan en el intradós y las compresiones en el trasdós, ya que la carga sísmica se aplica hacia la izquierda. Aún así, no toda la parte del trasdós trabaja a compresión, únicamente la parte inferior ya que se encarga de aguantar toda la fuerza aplicada desde el paramento aguas abajo.

La presencia de galerías condiciona mucho el estado tensional de la presa. Analizando detenidamente las tensiones que se producen alrededor de ellas, existe una alternancia entre tracciones, situadas en el techo y el suelo de la presa mayoritariamente, y compresiones en las demás zonas. Las tracciones de ambas galerías llegan incluso a transmitirse por el cuerpo de la presa hasta conectarse con aquellas producidas en el trasdós, y consecuentemente la parte central de la estructura queda traccionada.

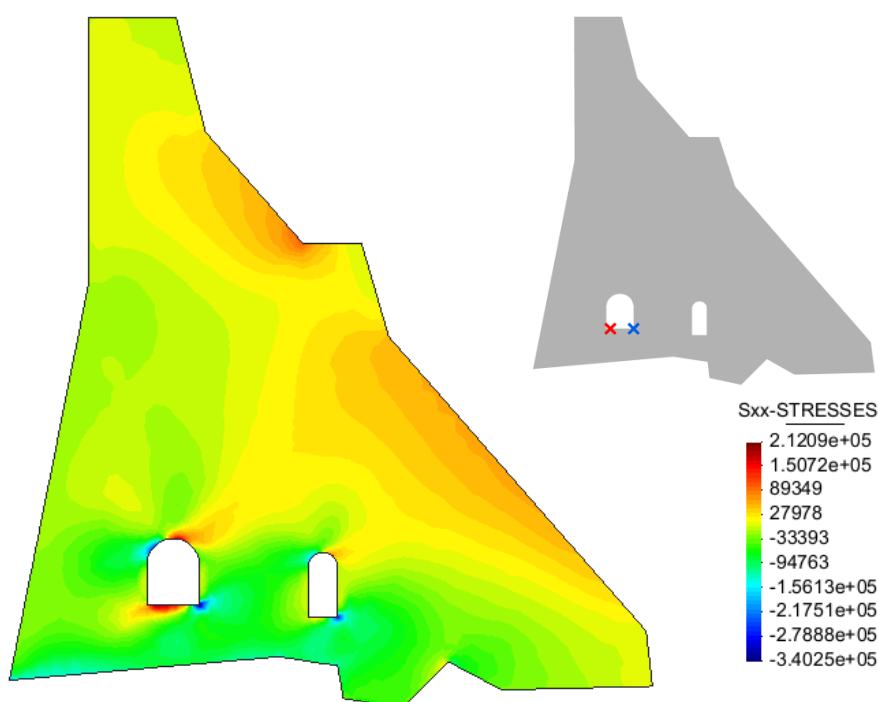


Figura 20. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

En la figura 21 se muestra aquellas zonas traccionadas, en donde se observa como la presa trabaja mayoritariamente a tracción. Este funcionamiento no es propio de una presa de gravedad, ya que se diseña para que trabaje a compresión a excepción de ciertas zonas donde se admite la existencia de pequeñas tracciones.

No obstante, raramente la presa va a verse sometida a la combinación de cargas propuesta para este caso de estudio, así que en la fase de diseño no se habrá tenido en cuenta las tensiones de tracción generadas de forma generalizada en toda ella para este escenario. Aún así, al tratarse de valores pequeños que no superan la tensión admisible, se acepta la existencia de dichas tracciones.

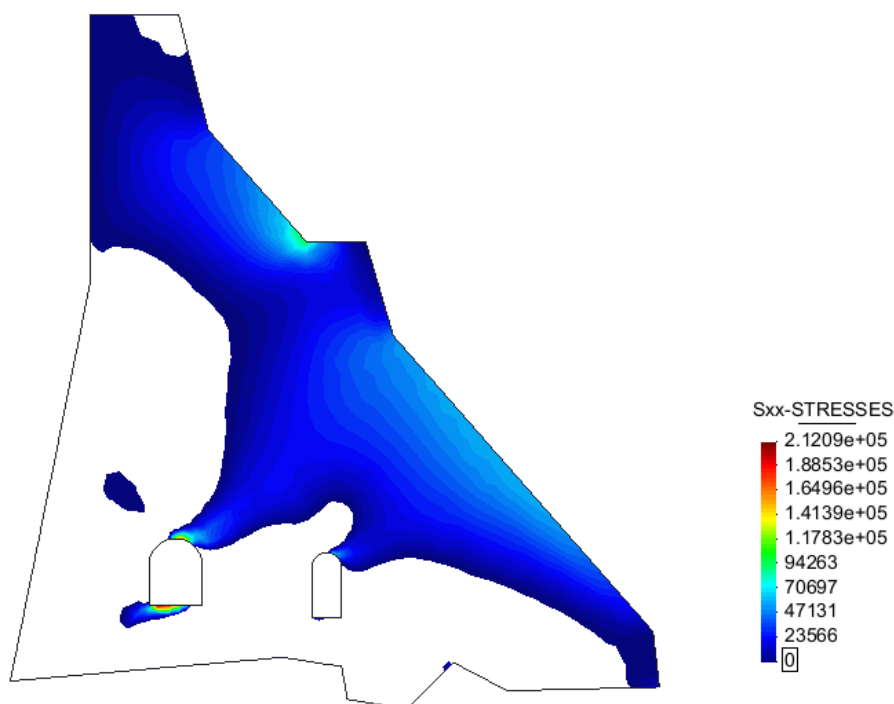


Figura 21. Vista de las tensiones σ_x de tracción.

3.2.1.2. Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)

Como puede observarse en la figura 22, el punto con la máxima tensión de compresión se sitúa en la esquina de la solera de la galería de la izquierda, alcanzado el valor de 0,95·MPa. La máxima tensión de tracción de 0,081·MPa, en cambio, se da en la esquina situada a la mitad de la altura de la pared del paramento aguas abajo. En ningún caso se supera las tensiones admisibles de compresión y de tracción, verificando el estado tensional para este caso de estudio.

Esta vez, las tensiones de compresión en dirección vertical se dan en gran parte de la estructura excepto en la zona cercana al intradós y en una pequeña zona del techo de la galería más grande.

Las tensiones de compresión van aumentando de derecha a izquierda. La explicación reside en el comportamiento que sufre la estructura al estar sometida a dicho estado de cargas. La F_{din_H} aplicada junto con el peso propio hace que se comprima el pie de la presa y que se transmita por toda ella hasta disipar la presión generada.

A pesar de concentrarse normalmente tensiones de diferentes signos alrededor de la galería, en este caso en concreto no sucede así. No obstante, el valor de las compresiones en la zona del techo y del suelo de ambas galerías se aproxima mucho a 0, a excepción de una pequeña zona de tracciones situada en el techo de la galería más grande como se ha comentado anteriormente.

Las tensiones de compresión máximas se dan en las paredes de las mismas, llegando incluso a alcanzar la máxima magnitud en las pertenecientes a la galería de mayor tamaño situada al lado izquierdo.

Las zonas traccionadas son consecuencia de la poca contribución que tiene el peso propio respecto a la fuerza dinámica vertical ascendente aplicada en dichos puntos. Dicho de otra manera, el peso que ejerce la columna de hormigón situada por encima de la zona del intradós es bastante menor en comparación a la F_{din_V} en dirección ascendente, y consecuentemente produce las tracciones que se representan en la figura 23.

Para tratarse de una presa de gravedad, gran parte del paramento aguas abajo trabaja a tracción. Esta situación se justifica por el hecho de producirse raramente la combinación de cargas propuesta para este caso.

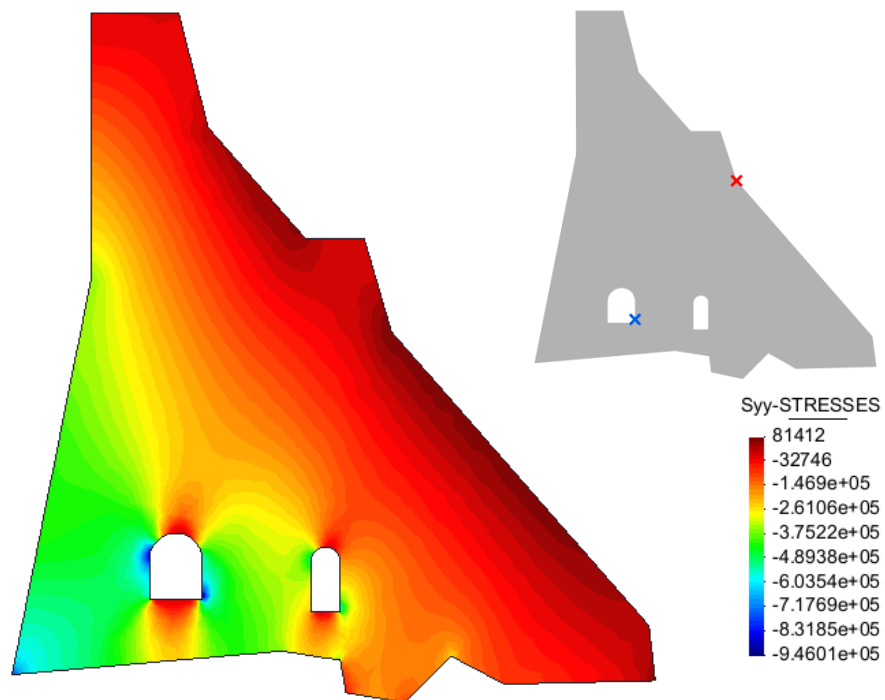


Figura 22. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

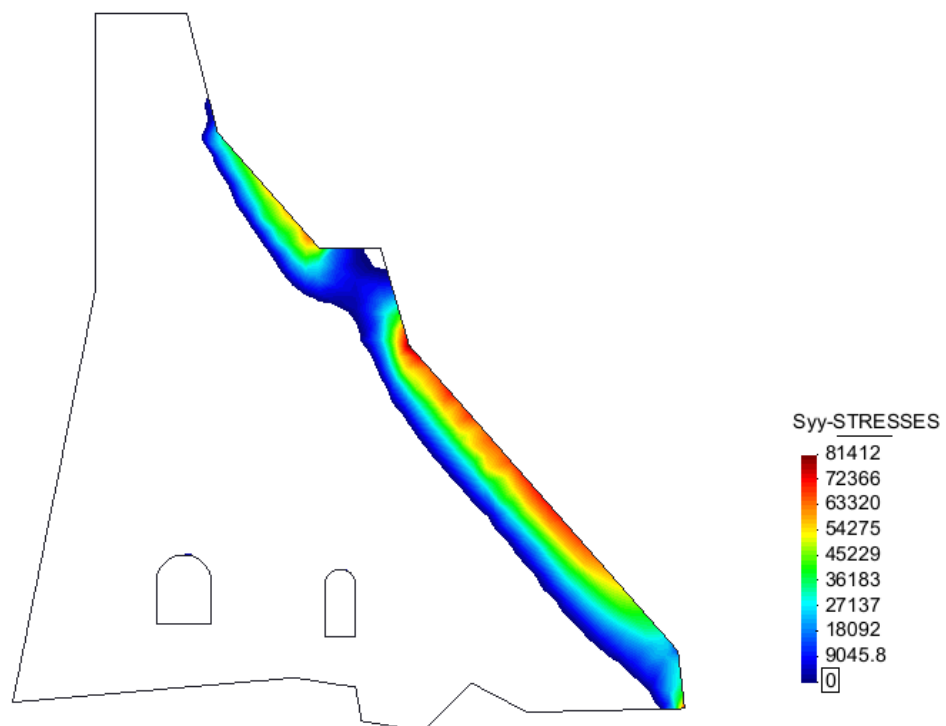


Figura 23. Vista de las tensiones σ_y de tracción.

3.2.1.3. Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})

Las tensiones tangenciales máximas positivas y negativas que se producen en la presa bajo la acción de las cargas descritas para este escenario de estudio son respectivamente de 0,099·MPa y -0,30·MPa. En ambos casos, se localizan en el techo de la galería de mayor tamaño situada en el lado izquierdo.

Se puede ver, igual que en los casos descritos en los anteriores apartados, como alrededor de las galerías es donde se concentran las mayores tensiones, independientemente del signo que adopte cada una. En la zona del pie del paramento aguas abajo es otra zona donde se dan tensiones tangenciales de magnitudes elevadas.

Las tensiones en el cuerpo de la presa se pueden ver más detalladas en la figura 24.

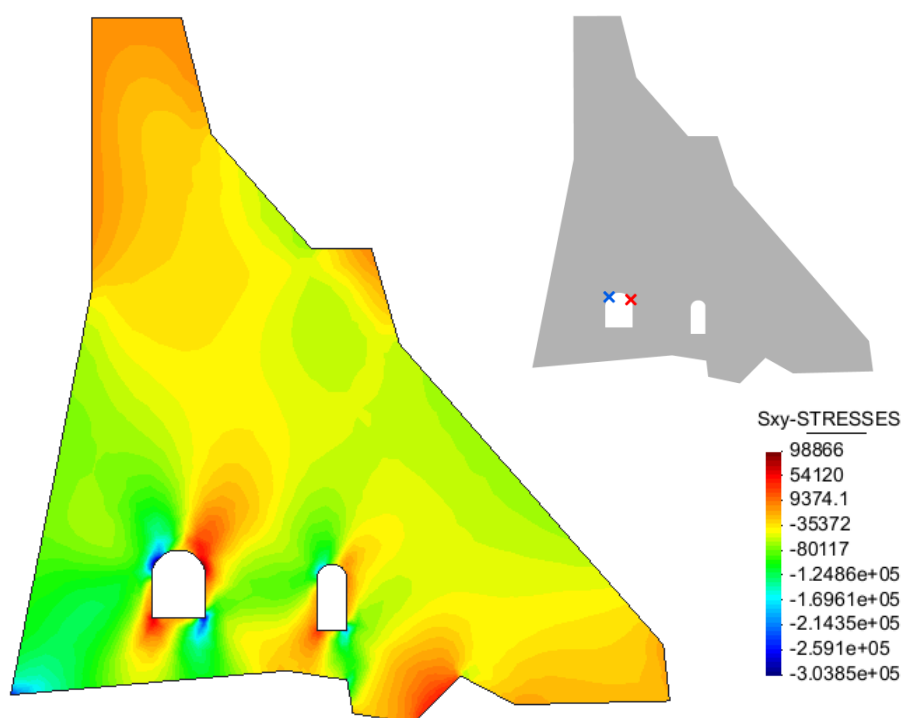


Figura 24. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

3.2.2. Embalse vacío con ductilidad baja ($\mu=2$)

La hipótesis de cargas utilizada para obtener las tensiones del cuerpo de la presa para este caso de cálculo se diferencia respecto al caso analizado con anterioridad en el valor del módulo de las F_{din} .

En el apartado 2.7.3 se explica cómo la ductilidad influye en el valor de las fuerzas debidas al sismo, siendo inversamente proporcional al valor de la ductilidad que se haya considerado. Para este escenario en concreto, se obtienen entonces, F_{din} de menor magnitud que para el caso anterior. Consecuentemente, la distribución de tensiones normales y tangenciales en el cuerpo de la presa es muy similar a la anterior hipótesis, al igual que la ubicación de los puntos donde se producen las tensiones máximas, marcados con una cruz roja la máxima tensión a tracción y con una cruz azul las máximas a compresión.

Debido a la gran semejanza de resultados, se opta por cuantificar el valor de las tensiones máximas en el cuerpo de la presa, de magnitud menor respecto al escenario sin ductilidad.

Con el fin de no repetir la misma argumentación, la explicación de las causas por las cuales se obtienen dichas distribuciones se puede consultar debidamente en el apartado 3.2.1. No obstante, si se produjera cualquier variación considerable respecto a los resultados obtenidos para el caso anterior, se procedería a citarlos debidamente en el apartado correspondiente.

3.2.2.1. Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)

El gráfico de colores de la figura 25 muestra el valor de las tensiones en cada punto de la presa y dónde se localizan las tensiones máximas y mínimas. La tensión máxima de compresión alcanza la cifra de 0,30 MPa, mientras que la tensión máxima de tracción es de 0,18 MPa.

Se puede afirmar, entonces, que en ningún caso se llega a superar el valor de la tensión de tracción y compresión admisible.

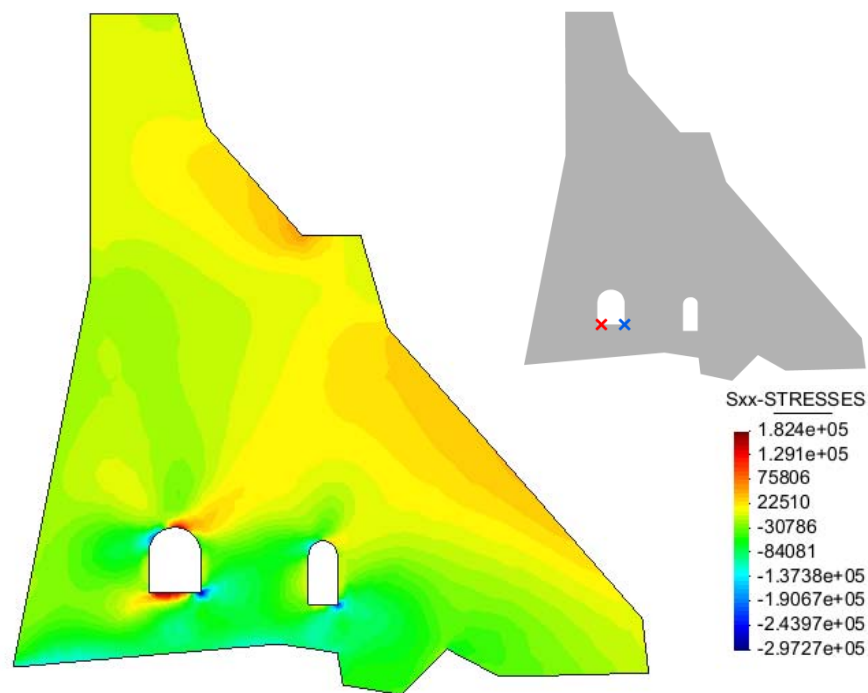


Figura 25. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

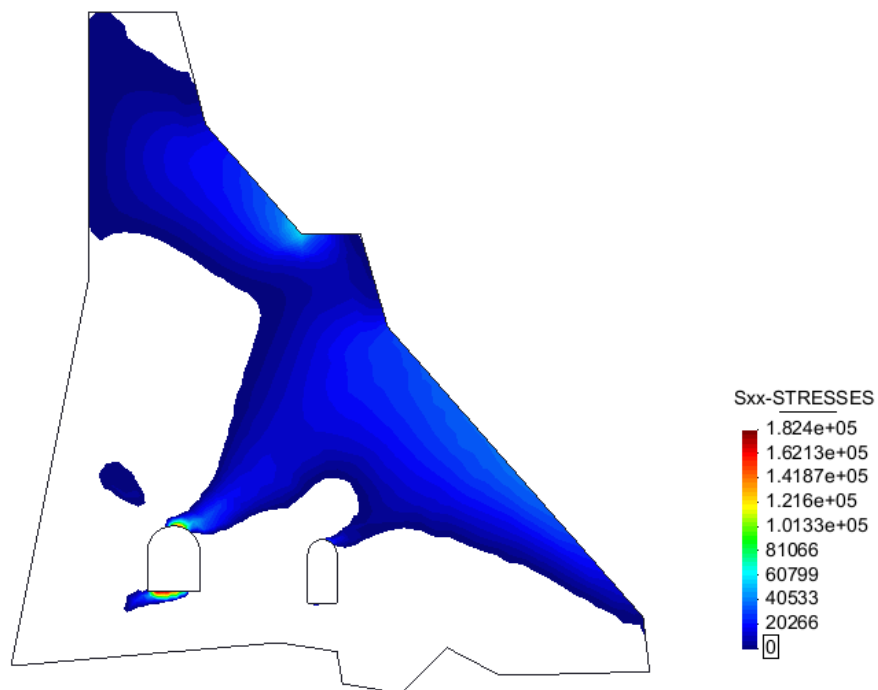


Figura 26. Vista de las tensiones σ_x de tracción.

3.2.2.2. Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)

En esta dirección, el valor máximo de la tensión a compresión es de 0,88-MPa, mientras que la tensión máxima a tracción adquiere un valor de $0,043 \cdot 10^4$ MPa. Se adjunta un diagrama de las tensiones alcanzadas en el cuerpo de la presa como también la ubicación de los puntos donde se alcanza las tensiones máximas (figura 27).

Comparando la figura 22 con la 28, se establece una pequeña diferencia respecto el caso considerado sin ductilidad, y es que donde se situaba la cota de coronación antes del recremento de la presa, ya no está sometida a tracciones en su totalidad, sino que la zona de compresiones es considerablemente mayor al no ser tan desfavorable la combinación de cargas para esta situación.

Finalmente, se verifica la condición tensional impuesta de no superar en ningún caso la tensión máxima admisible a tracción y a compresión.

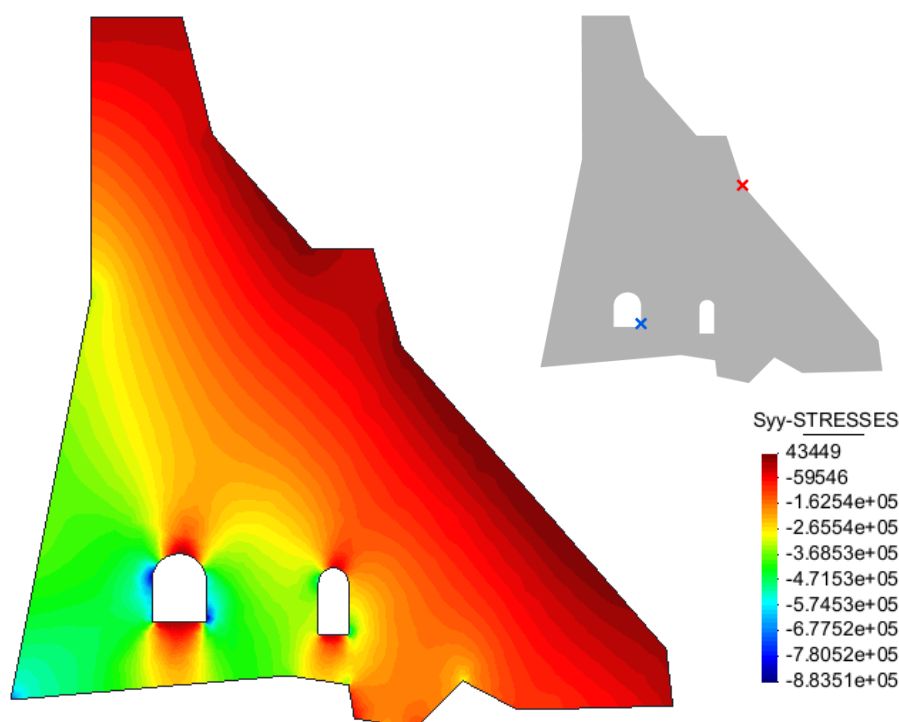


Figura 27. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

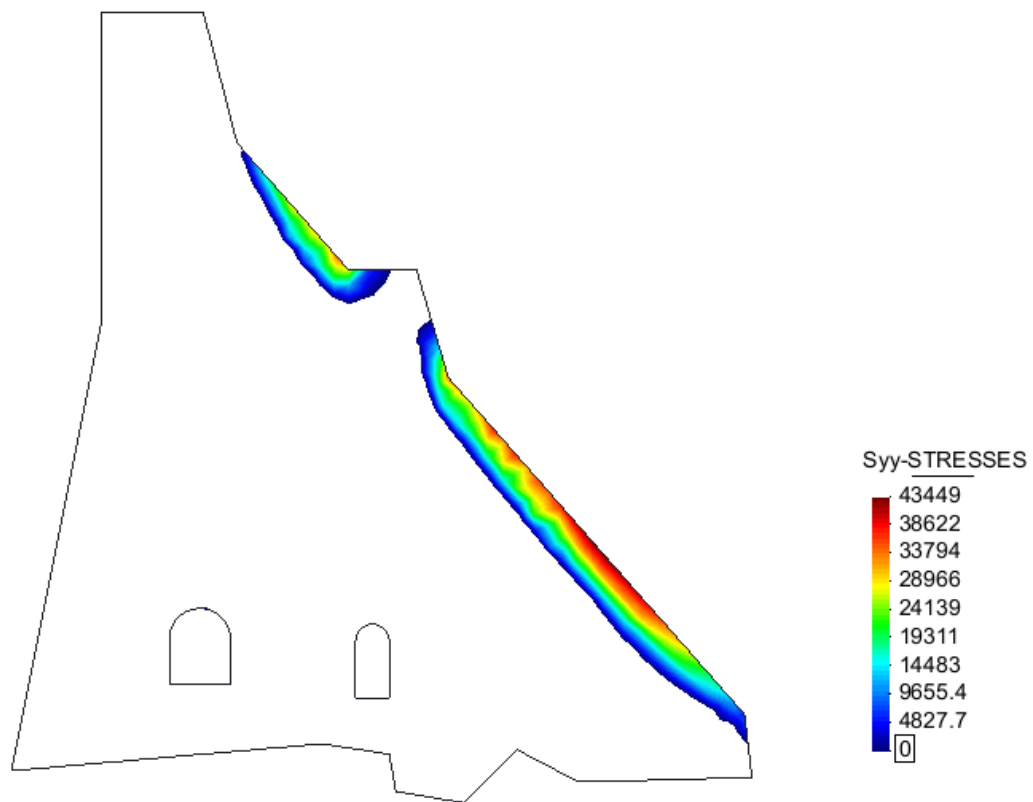


Figura 28. Vista de las tensiones σ_y de tracción.

3.2.2.3. Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})

Los valores máximos de las tensiones tangenciales en la estructura son de $0,12 \cdot \text{MPa}$ y $-0,27 \cdot 10^5 \text{ MPa}$. Únicamente para este caso, la tensión tangencial máxima positiva es mayor que la obtenida sin ductilidad (de $0,099 \cdot \text{MPa}$).

La distribución de tensiones y los puntos donde se alcanzan las máximas solicitaciones se mantienen invariables respecto al caso de cálculo de presa sin ductilidad. La diferencia reside en la magnitud de las tensiones, como se ha comentado anteriormente en el apartado 3.2.2.

La figura 29 muestra las tensiones tangenciales en el cuerpo de la presa como también la ubicación de los valores máximos alcanzados.

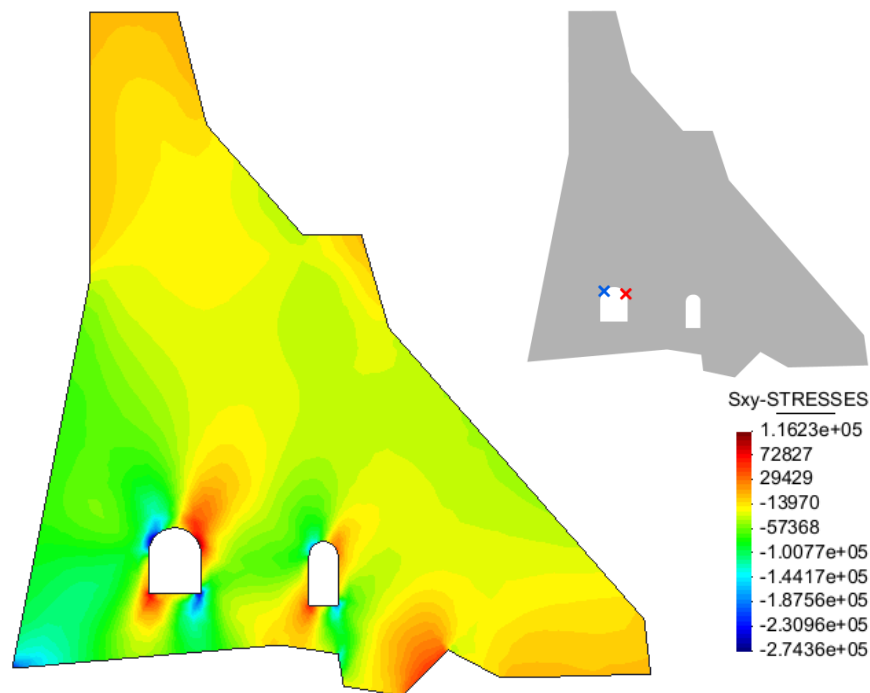


Figura 29. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

3.2.3. Embalse lleno sin ductilidad ($\mu=1$)

3.2.3.1. Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)

La distribución de tensiones que se produce en el cuerpo de la presa se muestra en la figura 30, en donde se observa como el cuerpo de la presa está solicitado en su mayor parte por una compresión. Con la imagen se deduce que el valor de la máxima tensión de compresión y de tracción es de $0,69 \cdot \text{MPa}$ y de $0,26 \cdot \text{MPa}$ respectivamente, no superando los valores de las tensiones admisibles para ambos.

El pie de la presa sufre la máxima tensión de tracción a consecuencia de la carga hidrostática y a la subpresión, que hace que la presa tienda a levantarse y desplazarse en la misma dirección que dichos empujes. La máxima compresión, en cambio, se genera en la esquina izquierda de la solera de la galería.

Se puede comprobar, esta vez para el caso de embalse lleno, que las galerías siguen siendo zonas especialmente delicadas al concentrarse compresiones y tracciones de gran magnitud en sus esquinas.

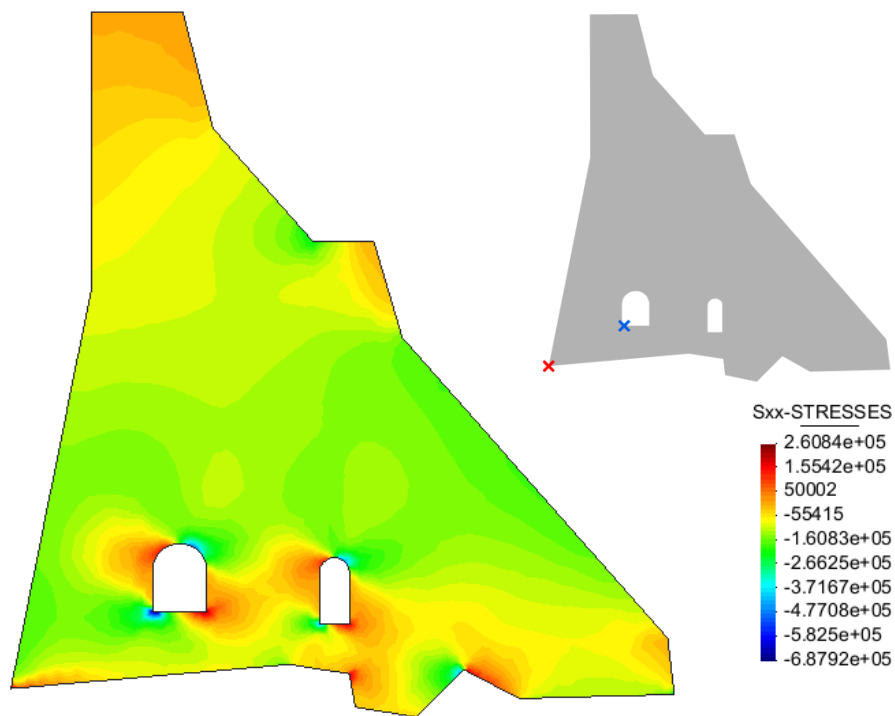


Figura 30. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

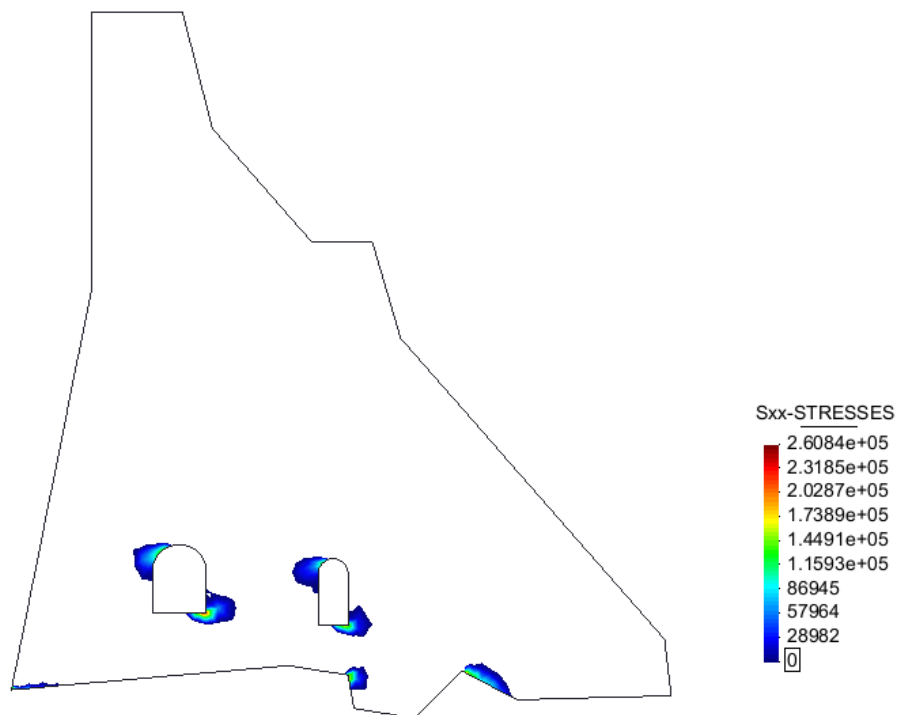


Figura 31. Vista de las tensiones σ_x de tracción.

Si se analiza la distribución de tensiones sin tener en cuenta las galerías, se comprueba que las compresiones disminuyen a medida que se gana cota. Este hecho se debe a que el empuje hidrostático es directamente proporcional a la profundidad, y consecuentemente las compresiones provocadas por dicha fuerza también lo son.

La gran peculiaridad de las presas de gravedad es que su diseño se realiza para que trabaje mayoritariamente a compresión. En la figura 31 aparecen coloreadas aquellas zonas traccionadas, donde se comprueba la veracidad de la anterior oración. Las zonas más susceptibles a tracciones se sitúan en ambas galerías, concretamente en el vértice superior izquierda y el inferior derecha, y en algunas zonas de la base.

3.2.3.2. Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)

El cuerpo de la presa se encuentra nuevamente solicitado mayoritariamente a compresión, llegando a una tensión máxima de 1,05·MPa en la esquina izquierda de la solera de la galería de la derecha. Por su parte, la tensión de tracción máxima se encuentra en el pie de la presa del paramento aguas arriba, alcanzando un valor de 1 MPa. Ambas se encuentran dentro del rango de tensiones admisibles.

En la figura 32, dónde se muestra el estado tensional de la estructura, se observa como las compresiones aumentan en dirección paramento aguas arriba hacia aguas abajo, a causa de la carga hidrostática que se ejerce en el trasdós y hace que se concentren las compresiones en la zona del intradós.

Como sucede en los otros casos, alrededor de las galerías se combinan tanto compresiones como tracciones de magnitudes elevadas.

Las tracciones se dan en la zona del pie de la presa debido a la carga de subpresión que se ejerce en la base y que realiza un empuje en dirección ascendente. El peso propio y el empuje hidrostático influyen a la disminución de la magnitud de las tensiones de tracción a las que se encuentra solicitada la zona.

En la figura 33 se representan únicamente aquellas zonas del cuerpo de la presa solicitadas a tracción.

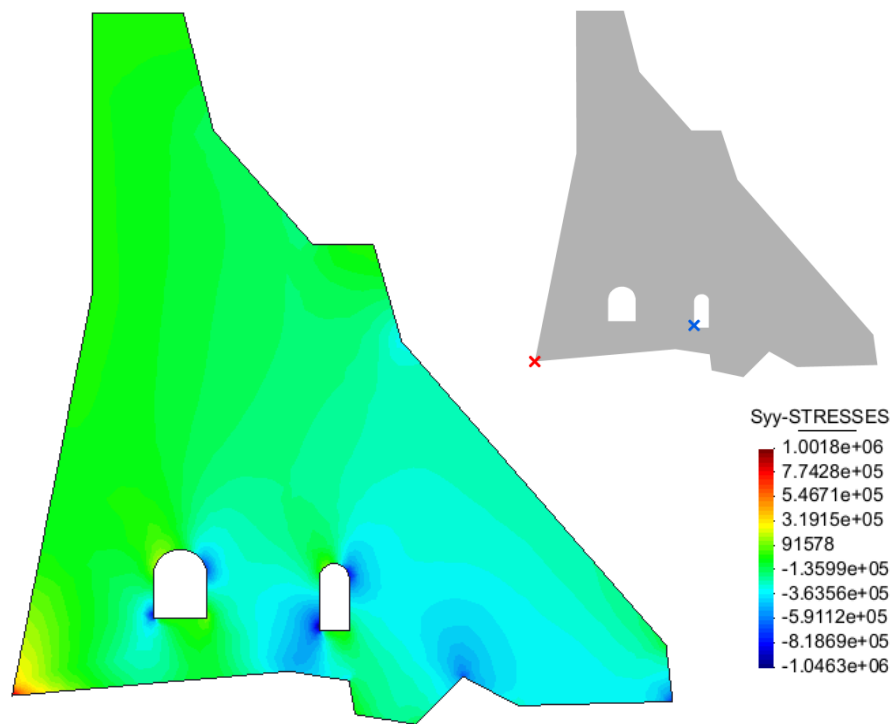


Figura 32. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

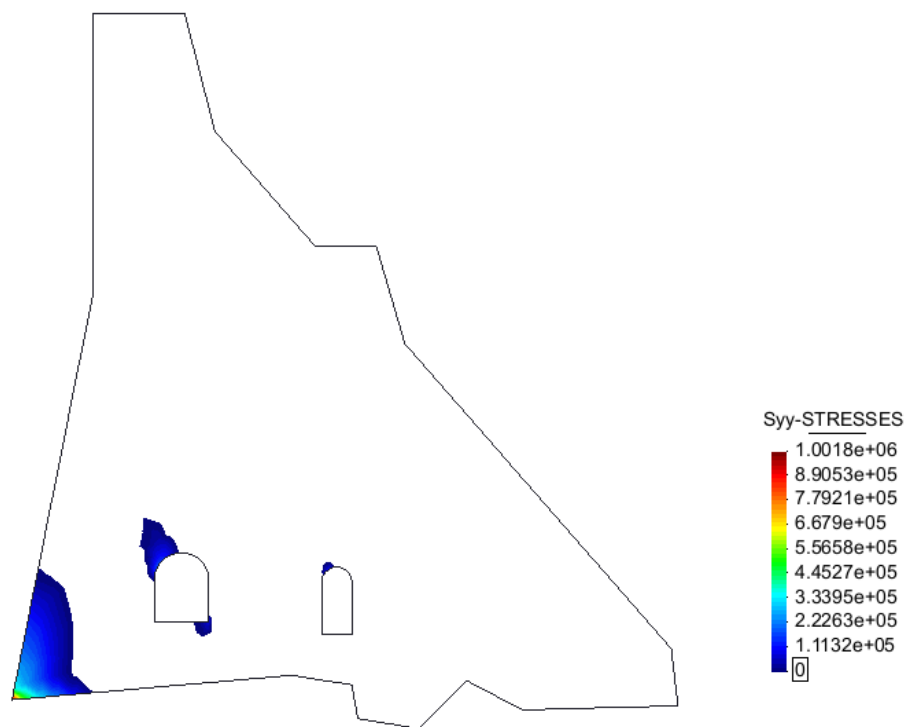


Figura 33. Vista de las tensiones σ_y de tracción.

3.2.3.3. Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})

Las solicitaciones máximas positivas y negativas producidas bajo la acción de las cargas para el caso de embalse lleno son respectivamente de 0,55·MPa y -0,099·MPa. En ambos casos, se localizan en el techo de la galería de menor tamaño situada en el lado derecho.

Alrededor de las galerías se concentran las mayores tensiones tanto positivas como negativas. El resto de la presa se encuentra sometido a tensiones tangenciales de signo positivo a excepción de las zonas muy próximas a la cota de coronación y en el vértice de la base más cercano a la galería de menor tamaño.

Las tensiones en el cuerpo de la presa se pueden ver más detalladas en la figura 34.

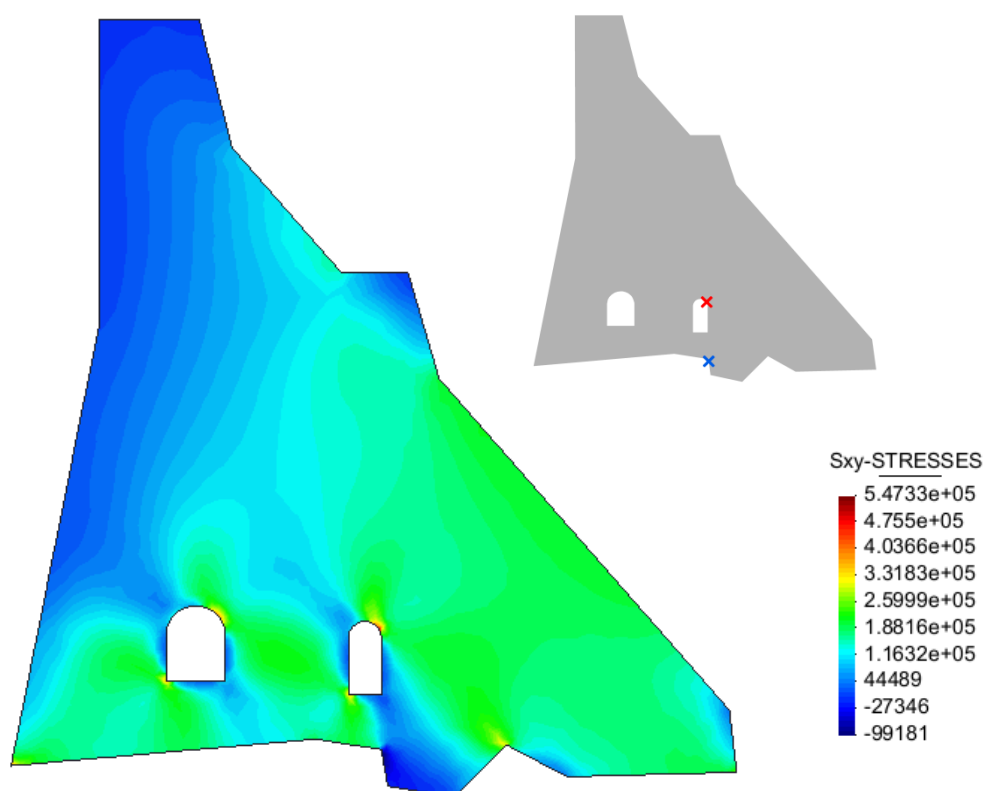


Figura 34. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

3.2.4. Embalse lleno con ductilidad baja ($\mu=2$)

El esquema de fuerzas actuantes para este escenario de cálculo se diferencia respecto al caso de embalse lleno sin ductilidad en la magnitud de las fuerzas dinámicas, siendo menores para esta situación. Consecuentemente, la distribución de las tensiones normales y tangenciales es muy similar al escenario analizado anteriormente, como también los puntos donde se llega a alcanzar las sollicitaciones máximas. La argumentación de los motivos por las cuales se obtienen dichas distribuciones se puede consultar debidamente en el apartado 3.2.3.

Además, se opta por emplear el mismo procedimiento que en el apartado 3.2.2, que consiste en exponer únicamente el valor de las tensiones máximas en el cuerpo de la presa, de magnitud menor respecto al escenario sin ductilidad. No obstante, si existiera alguna variación considerable respecto al escenario sin ductilidad, se realizará el comentario oportuno en el apartado correspondiente.

3.2.4.1. Tensión normal en dirección al eje horizontal (σ_x)

La tensión de tracción máxima producida en la estructura alcanza el valor de 0,23·MPa, mientras que la tensión de compresión es de 0,65·MPa. Se puede afirmar, entonces, que en ningún caso se llega a superar el valor de la tensión de tracción y compresión admisible.

Las tensiones del cuerpo de la presa se muestran más detalladamente en las figuras 35 y 36.

Comparando la figura 31 con la figura 36, en donde se representan únicamente las sollicitaciones a tracción, se puede ver como las zonas traccionadas en la presa con ductilidad baja son menores que para el caso considerada sin ductilidad, siendo más adecuado el comportamiento tensional de la presa para este escenario.

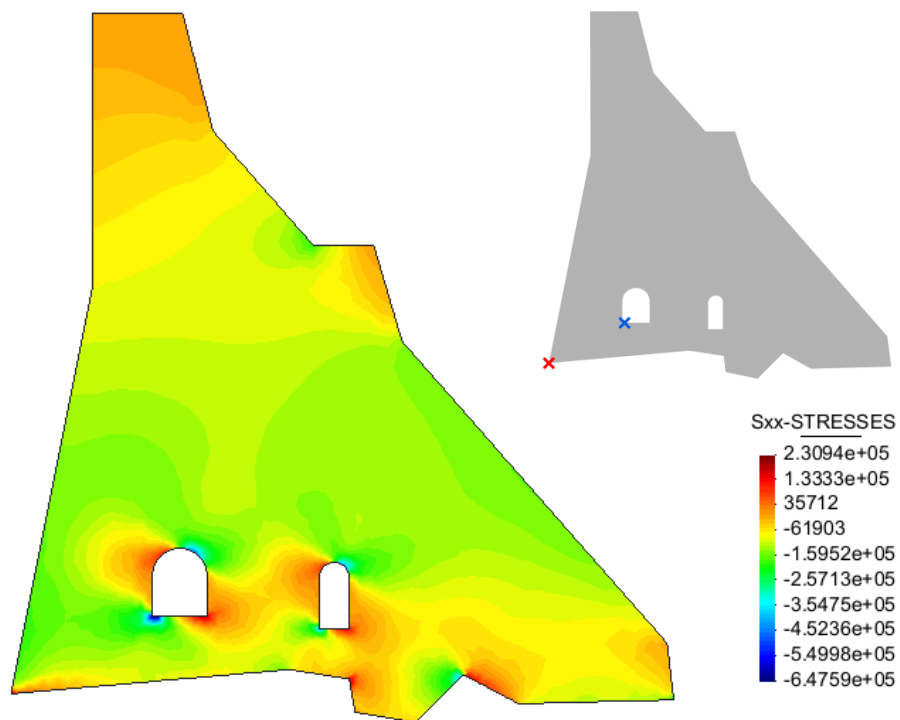


Figura 35. Vista de las tensiones σ_x y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

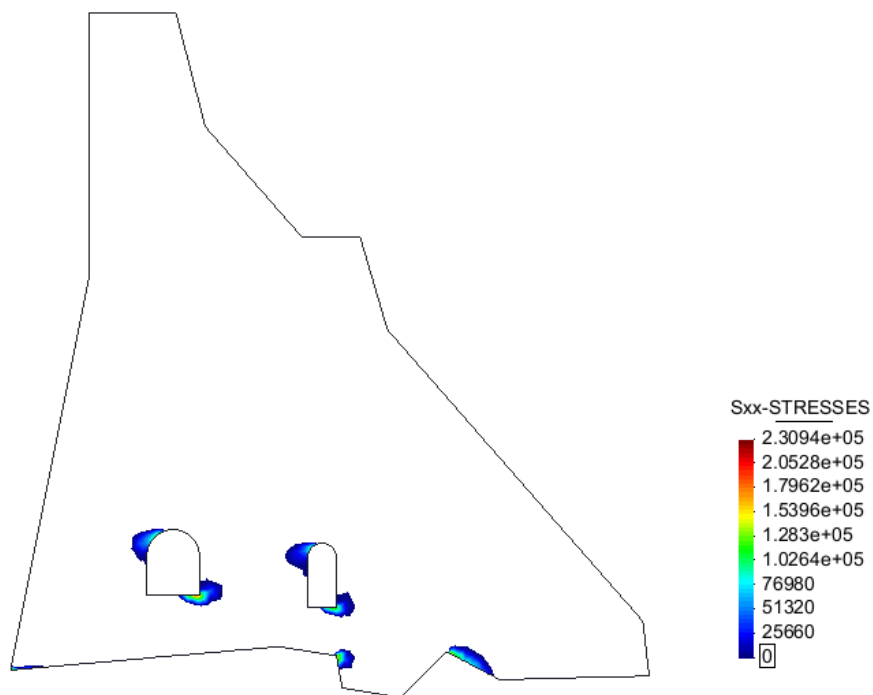


Figura 36. Vista de las tensiones σ_x de tracción.

3.2.4.2. Tensión normal en dirección al eje vertical (σ_y)

El valor de la máxima tensión de compresión y de tracción es de 1·MPa y de 0,89·MPa respectivamente, no superando los valores de las tensiones admisibles de ambos, como puede verse en la figura 37.

La distribución de tensiones es muy similar a la obtenida en el apartado 3.2.3.2. No obstante, los valores de tensiones en cada punto alcanzan magnitudes menores, verificando lo dicho anteriormente.

Analizando únicamente las zonas traccionadas (figura 38), se observa cómo se reducen considerablemente respecto al caso de estudio sin ductilidad. De esta manera, se vuelve a ratificar que la situación más desfavorable a la que se puede ver sometida la presa si el embalse está lleno es considerarla sin ductilidad.

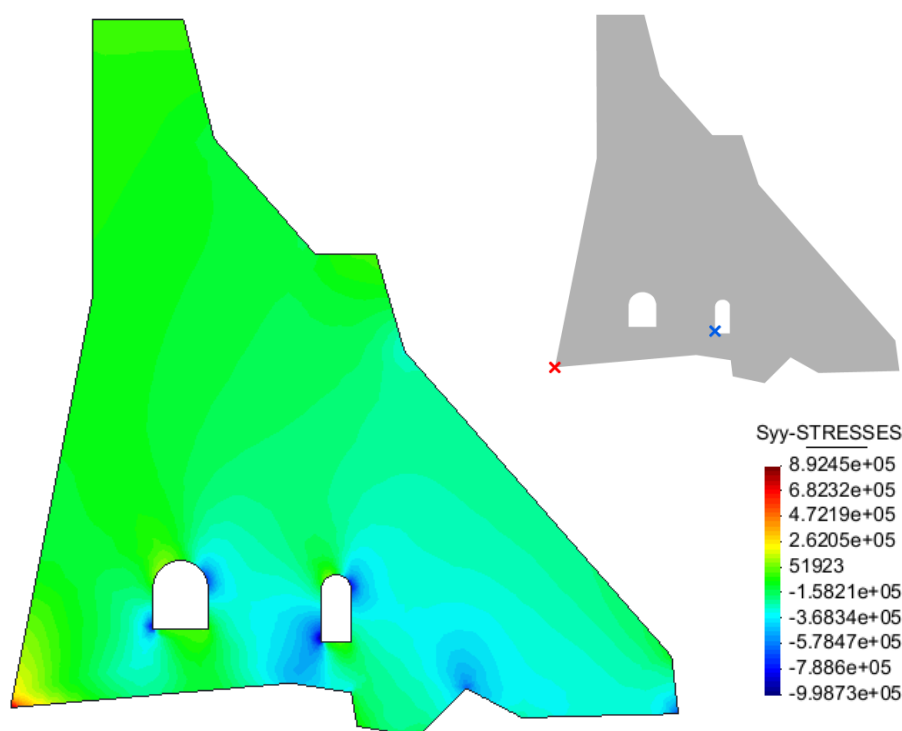


Figura 37. Vista de las tensiones σ_y y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

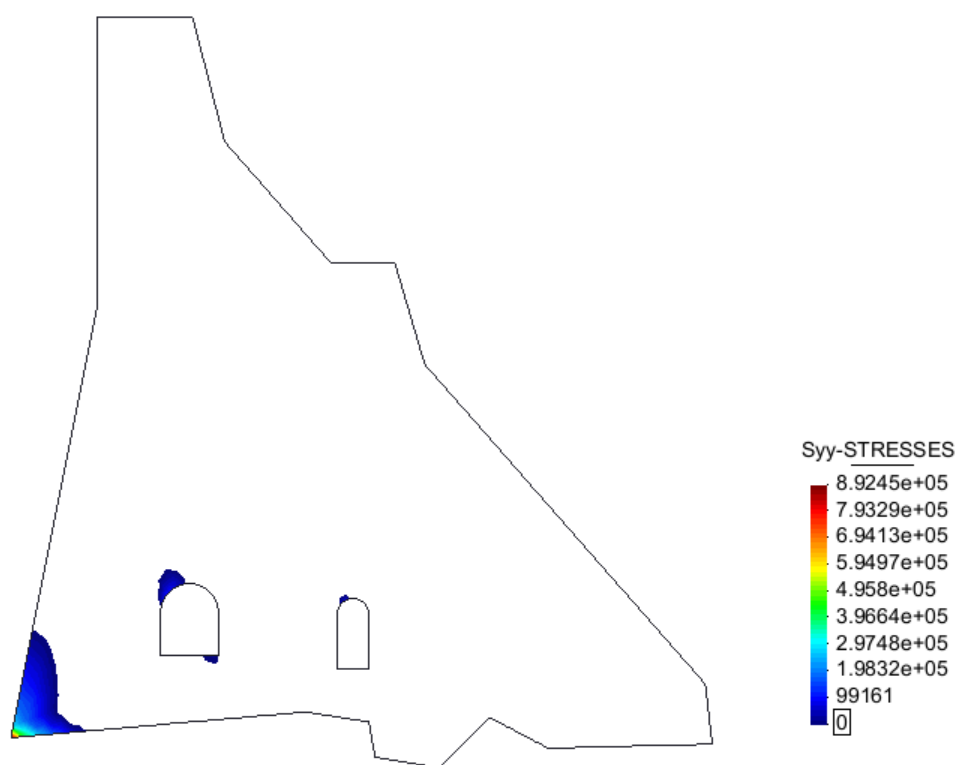


Figura 38. Vista de las tensiones σ_y de tracción.

3.2.4.3. Tensión tangencial en dirección a los ejes XY (τ_{xy})

Los valores máximos de las tensiones tangenciales en el cuerpo de la presa son de 0,51·MPa y -0,10·MPa. Para este caso, como ya se produjo en el escenario de embalse vacío, la tensión tangencial máxima negativa es mayor en valor absoluto que la obtenida considerando la presa sin ductilidad (de -0,099·MPa).

La distribución de tensiones y los puntos donde se alcanzan las máximas sollicitaciones se mantienen invariables respecto al caso de cálculo de presa sin ductilidad. La diferencia reside en la magnitud de las tensiones, como se ha comentado anteriormente en el apartado 3.2.4.

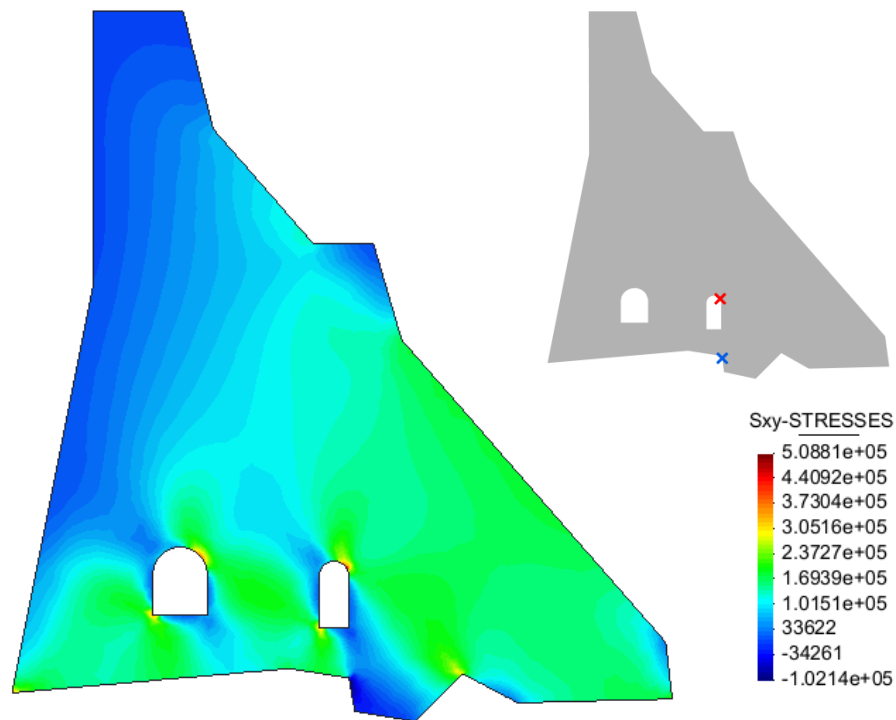


Figura 39. Vista de las tensiones τ_{xy} y la ubicación de la tensión máxima de compresión y de tracción.

3.3. DESPLAZAMIENTOS

3.3.1. Embalse vacío

En este apartado, se cuantifica los desplazamientos horizontales y verticales que se producen en el cuerpo de la presa cuando el nivel de agua en el embalse es nulo, considerando la presa sin ductilidad ($\mu = 1$) y con una ductilidad baja ($\mu = 2$). Mediante gráficos de colores acompañados de una leyenda donde se asocia cada color con el valor del desplazamiento en metros, se representa la deformación que sufre la presa. El programa considera al eje horizontal como el eje X y positivo hacia la derecha y el eje Y como el vertical y positivo hacia arriba. Además, se compara los resultados obtenidos en función de la ductilidad y se representa la deformada resultante según cada caso de estudio.

3.3.1.1. Desplazamientos horizontales

El cuerpo de la presa se desplaza en su gran totalidad hacia el trasdós como consecuencia de la acción de la F_{din_H} actuante. La F_{pp} contribuye a dichos desplazamientos en este sentido, al asemejarse la sección de estudio a un triángulo

rectángulo cuyo ángulo recto se sitúa en la esquina inferior izquierda. No obstante, en la zona donde se encuentra la esquina más baja de la base, llega a trasladarse muy levemente hacia el paramento aguas abajo con un valor máximo de $0,11 \mu\text{m}$ para $\mu = 1$ y $0,13 \mu\text{m}$ para $\mu = 2$.

Los desplazamientos hacia el paramento aguas arriba aumentan progresivamente a medida que se gana cota. Se pasa, entonces, de desplazamientos nulos en la zona de contacto presa-terreno al restringirse cualquier tipo de movimiento, hasta valores máximos en la coronación de la presa, llegando a alcanzarse en la esquina derecha un valor de $0,51 \text{ mm}$ y $0,40 \text{ mm}$ para $\mu = 1$ y $\mu = 2$ respectivamente.

En la figura 40 y 41 se pueden ver las deformadas resultantes bajo la hipótesis de carga con los desplazamientos de la presa considerando el escenario sin ductilidad y la presa con una ductilidad baja respectivamente. Igual que ocurría para el estado tensional, las magnitudes de los desplazamientos para el caso de presa con ductilidad baja son en su gran mayoría menores al caso en donde el parámetro de ductilidad sea nulo.

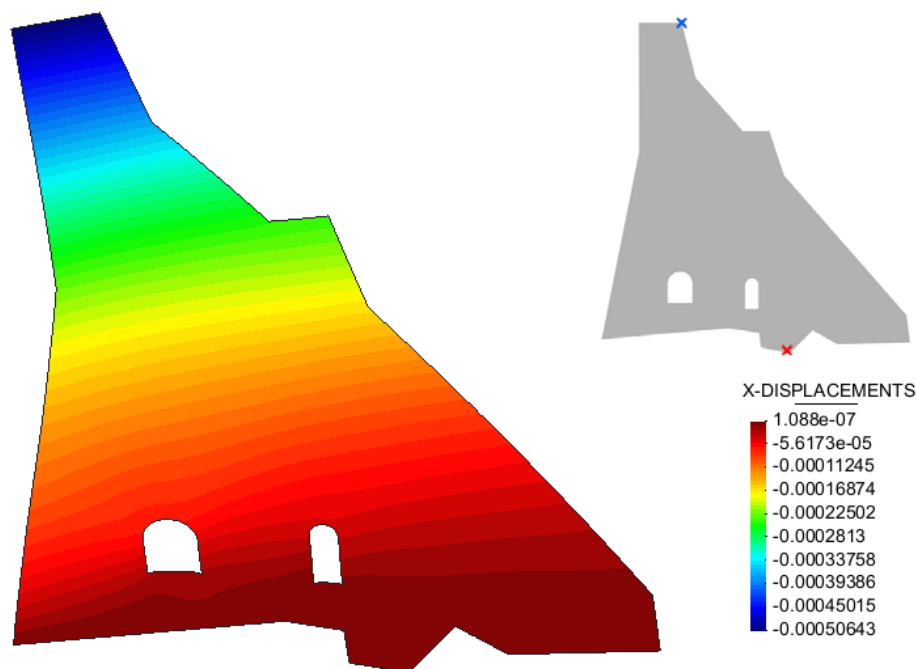


Figura 40. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 1.

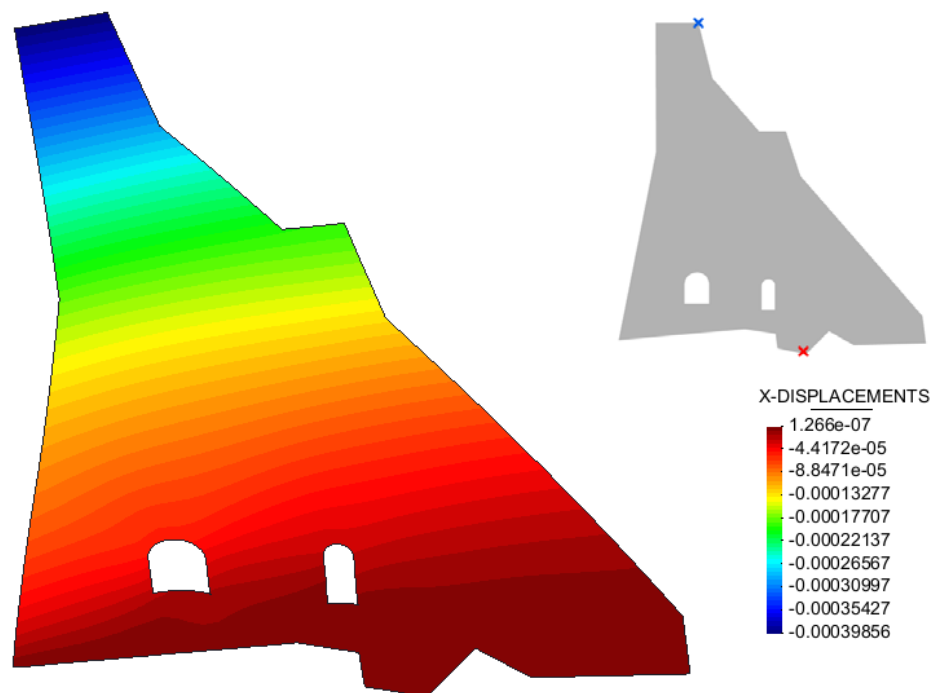


Figura 41. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 2.

3.3.1.2. Desplazamientos verticales

Los puntos de la presa se desplazan mayoritariamente hacia su base a excepción de la zona inferior del intradós, alcanzando dicha traslación un valor de 2,65 μm para el caso de presa sin ductilidad y 0,077 μm si se considera baja.

Los desplazamientos verticales máximos se dan en la parte superior del paramento aguas arriba, concretamente en el vértice izquierdo de la coronación con un valor de 0,30 mm y de 0,28 mm para $\mu = 1$ y $\mu = 2$ respectivamente, disminuyendo progresivamente su valor a medida que se va acercando al pie del intradós.

La presa, por lo tanto, se contrae a causa de la fuerza del peso propio principalmente, aunque la fuerza horizontal debida al sismo tiene cierta influencia en dicho comportamiento.

Los desplazamientos que sufre el cuerpo son mayores si éste no tiene ductilidad que asumiendo una ductilidad baja, como se puede observar en las siguientes figuras.

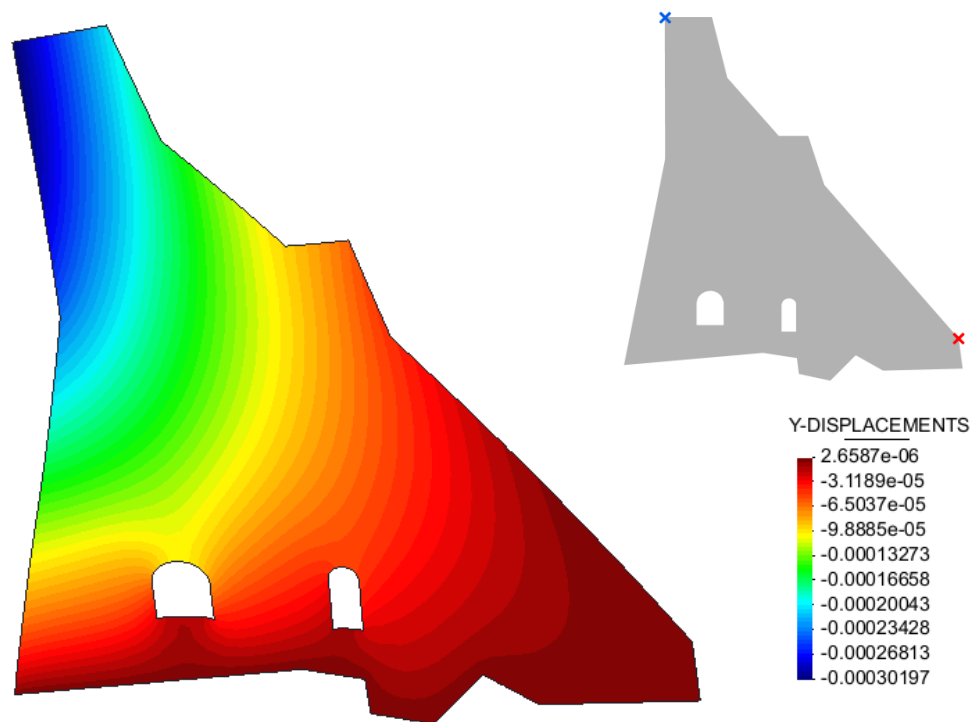


Figura 42. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 1.

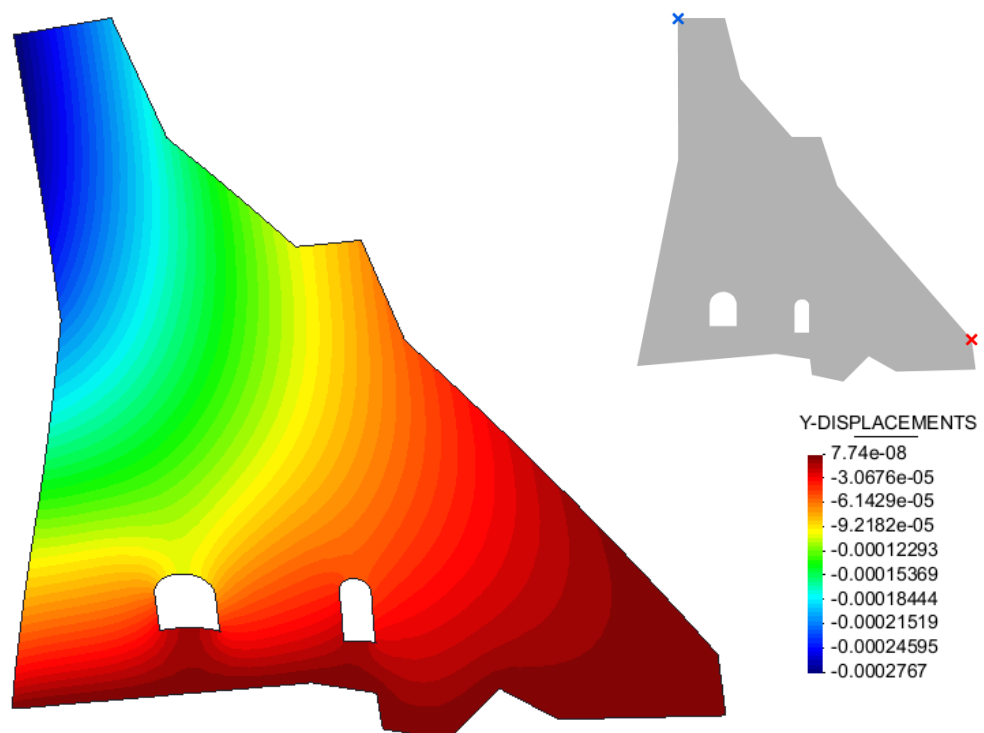


Figura 43. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 2.

3.3.2. Embalse lleno

Los resultados mostrados en este apartado corresponden a los desplazamientos horizontales y verticales que se producen en el cuerpo de la presa cuando el nivel de agua en el embalse llega a cota de coronación, considerando los diferentes valores de ductilidad que se ha asumido para cada una de las hipótesis. Se compara los resultados obtenidos según el valor de ductilidad adoptado y se representa la deformada para cada escenario de cálculo.

3.3.2.1. Desplazamientos horizontales

La estructura se desplaza en su gran totalidad hacia el paramento aguas abajo debido principalmente al empuje hidrostático que se ejerce en el paramento aguas arriba, aunque la F_{din_H} también contribuye a dicho comportamiento. Únicamente en la zona donde se sitúa el segundo vértice más bajo de la base, los desplazamientos son en sentido hacia el paramento aguas arriba, con un valor máximo de 0,25 μm para la consideración de la estructura sin ductilidad y 0,26 μm para baja ductilidad.

La magnitud de los desplazamientos horizontales en sentido paramento aguas abajo son directamente proporcionales a la altura en la que se encuentre el punto considerado. En la zona de contacto presa-terreno, los desplazamientos son nulos al haberse prescrito cualquier movimiento y van aumentando hasta alcanzar un valor de 0,59 mm y 0,46 mm en la coronación de la presa para el escenario $\mu = 1$ y $\mu = 2$ respectivamente.

Los valores de los desplazamientos para el caso de presa con ductilidad baja son mayoritariamente menores que considerando una ductilidad baja.

En la figura 44 y 45 se pueden ver las deformadas resultantes bajo la hipótesis de carga con los desplazamientos horizontales de la presa en función de la ductilidad adoptada.

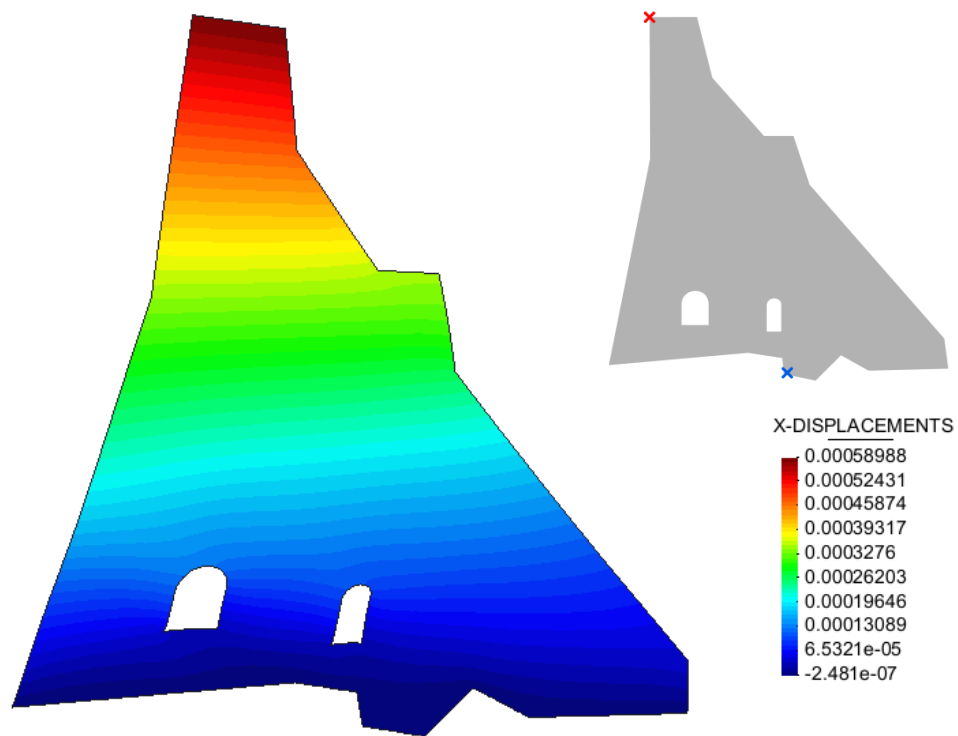


Figura 44. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 1.

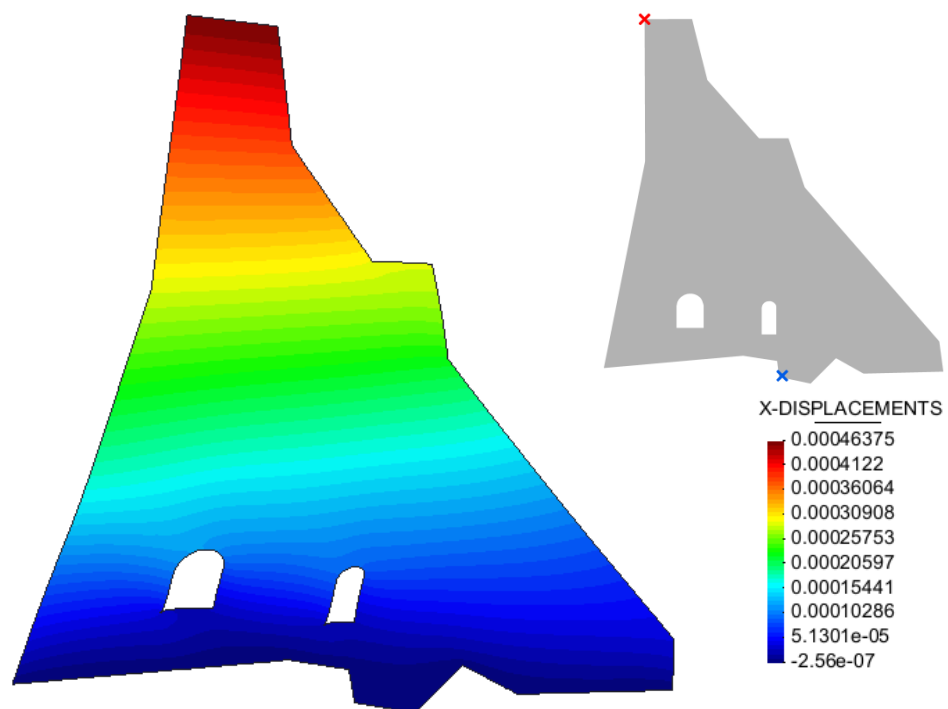


Figura 45. Deformada con los valores de los desplazamientos horizontales para ductilidad igual a 2.

3.3.2.2. Desplazamientos verticales

Los puntos de la presa se desplazan mayoritariamente hacia arriba a excepción de la zona inferior del trasdós, como consecuencia del empuje de la subpresión. Los desplazamientos alcanzan un valor de 0,034 mm para el caso de presa sin ductilidad y 0,024 mm si se considera baja. La zona de desplazamientos verticales máximos se da a la mitad del paramento aguas abajo, concretamente en la zona cercana donde se situaba la coronación antes del recrecimiento de la presa, con un valor de 0,15 mm y de 0,14 mm para $\mu = 1$ y $\mu = 2$ respectivamente, disminuyendo progresivamente su valor a medida que se va acercando al pie del trasdós.

La presa, por lo tanto, se contrae en el intradós a causa de la fuerza de la presión hidrostática principalmente, aunque la fuerza horizontal debida al sismo tiene cierta influencia en dicho comportamiento, y se alarga por el pie dando de resultado la deformada mostrada en las figuras 46 y 47. Los desplazamientos, como en los anteriores casos, son de menor magnitud si se asume una ductilidad baja que para el caso de sin ductilidad.

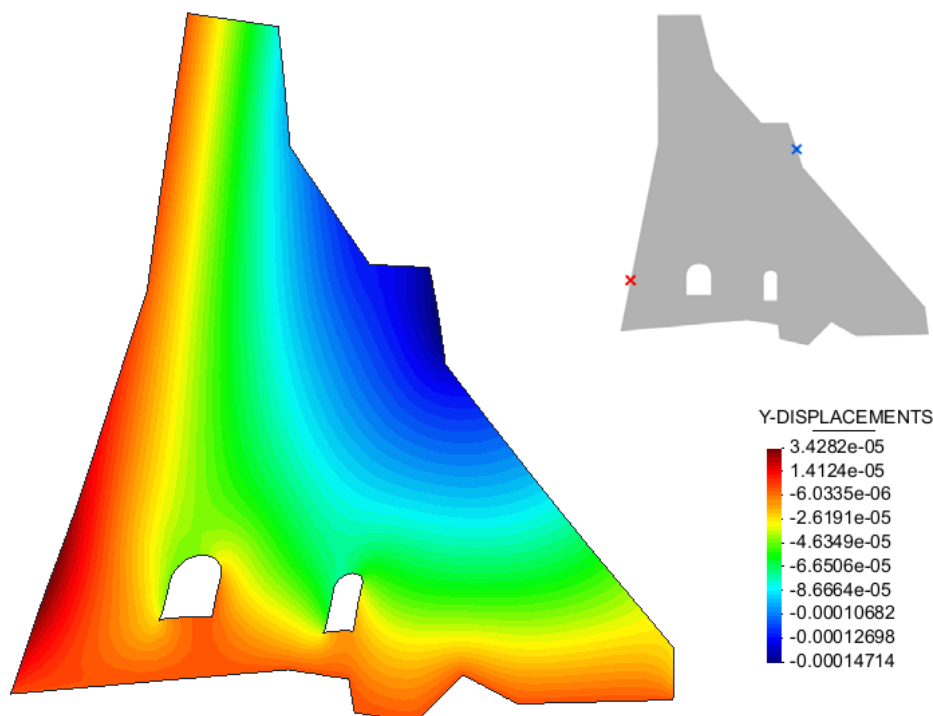


Figura 46. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 1.

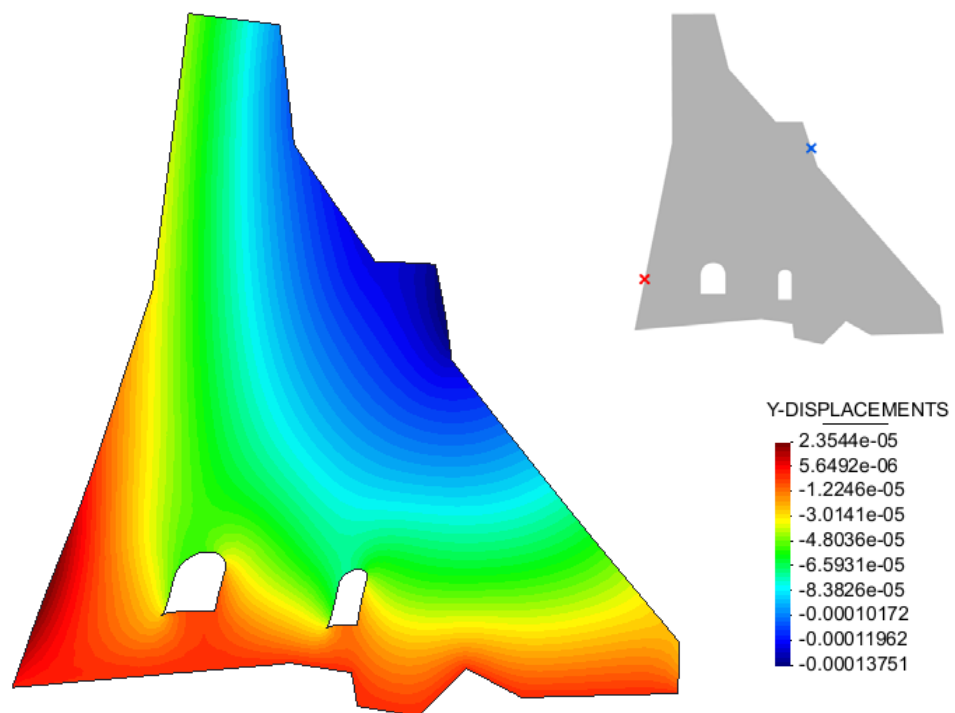


Figura 47. Deformada con los valores de los desplazamientos verticales para ductilidad igual a 2.

4. CONCLUSIONES

Para proceder a la simulación del comportamiento de una presa de gravedad frente a sismo, se ha aplicado un modelo dinámico, calculado mediante el modelo matemático de Elementos Finitos, donde se asume movimientos nulos prescritos en la base.

A partir de la obtención de las F_{din} debidas al sismo, se concluye como la ductilidad tiene un papel fundamental en la magnitud de las mismas. Considerando la presa sin ductilidad, los valores de las fuerzas dinámicas horizontales y verticales son un 40% y un 20% más grandes respectivamente respecto el caso de presa con ductilidad baja. Una estructura dúctil sufrirá deformaciones importantes antes de llegar a la rotura, lo que le confiere una alta capacidad de absorber energía antes de llegar al colapso. Una estructura sin ductilidad no tiene dicha capacidad, produciéndose el colapso sin haber llegado a deformar considerablemente la estructura. Por el motivo anterior, queda del lado de la seguridad la obtención de F_{din} de mayor magnitud para el caso de presa sin ductilidad.

Para cada uno de los escenarios descritos a lo largo del proyecto, se ha realizado un análisis de estabilidad y del estado tensional para validar su comportamiento.

La primera verificación de estabilidad ha consistido en el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento (FS_d), considerando dos planos en los cuáles se puede dar con más probabilidad el mecanismo de fallo.

Los resultados de los FS_d son menores para el caso de embalse lleno, puesto que a consecuencia del empuje que realiza la presión hidrostática en el trasdós de la estructura, provoca grandes fuerzas tangenciales en la base de la presa en el mismo sentido que el empuje, perjudicando claramente la estabilidad de la misma. Aún así, el factor no llega a ser nunca menor a 1, aunque para el caso de embalse lleno sin ductilidad y considerando el plano medio como plano de deslizamiento, se aproxima mucho a dicho valor, convirtiéndose en la situación más desfavorable.

La inclinación del plano medio favorece al desplazamiento de la presa cuando actúa la presión hidrostática, así que para los casos de embalse lleno los FS_d obtenidos utilizando dicho plano son menores respecto a aquellos calculados con el plano

predominante. Lo contrario ocurre para los escenarios de embalse vacío, al estar inclinado el plano medio hacia el paramento aguas arriba.

En la realidad, la posibilidad de deslizamiento de la presa es mucho menor, ya que se han realizado consideraciones para estar al lado de la seguridad. La primera, ha sido suponer que el nivel alcanzado por el agua llega a cota de coronación, aún sabiendo que es bastante improbable dicha situación al disponer la presa sistemas de desagüe y aliviaderos que impiden que se llegue a la situación planteada. Además, la irregularidad de la base de la estructura hace que se encaste en el terreno, creando unas fuerzas adicionales por el terreno que dificultan la traslación de la presa. Éste último es un sistema bastante utilizado en todas las presas de gravedad para evitar la posibilidad de desplazamiento.

Para la segunda verificación de estabilidad, se ha realizado el cálculo del factor de seguridad al vuelco (FS_v). Los resultados obtenidos son todos mayores a 1, asegurando así que la presa no volcará debido a las fuerzas actuantes sobre la estructura. Como sucede con los FS_d , los FS_v menores se dan en los casos de embalse lleno, y concretamente si se considera la presa sin ductilidad, puesto que la las F_{din} son de magnitudes superiores.

Los factores de seguridad al vuelco son mayores que los de deslizamiento, a excepción de los casos con embalse vacío considerando el plano medio. Cabe destacar, entonces, que la presa es más estable al vuelco que al deslizamiento.

La siguiente verificación realizada ha sido el estado tensional de la presa. La comprobación que no se alcance en ningún caso las tensiones admisibles a tracción y a compresión propias del hormigón con el que está construida la presa se ha realizado con éxito. Así pues, se verifica que la estructura no supera la tensión admisible en ningún escenario contemplado.

Las zonas traccionadas para el caso de embalse vacío son mayores que en los casos de embalse lleno, pero las magnitudes alcanzadas son pequeñas en comparación a las tensiones admisibles. Al tratarse de un escenario poco frecuente, no es de especial relevancia que se comporte gran parte de la presa a tracción.

Para el escenario de embalse lleno, la situación es muy distinta. El cuerpo se encuentra a compresión en su gran totalidad. Además, tanto las tensiones de compresión como las de tracción son de magnitudes considerablemente mayores que para el caso de embalse vacío. La explicación reside en la incorporación del empuje hidrostático y de la subpresión en el conjunto de cargas actuantes para la situación de embalse lleno, que hace que se someta la estructura a tensiones mayores que en el escenario de embalse vacío.

Se ha comprobado como alrededor de las galerías presentes en la presa, se alternan zonas traccionadas y zonas comprimidas de magnitudes muy elevadas. En todos los casos de estudio, alguna o ambas de las tensiones máximas se dan en sus paredes, y generalmente se localizan en los vértices de las soleras. Se concluye que las galerías son fuente de concentración de tensiones. Una de las soluciones para disminuir las tensiones generadas en las esquinas de las galerías es intentar evitarlas redondeándolas levemente.

Es importante remarcar como las tensiones de compresión máximas en cada escenario siempre son mayores respecto a las tracciones máximas obtenidas.

Para los distintos casos de carga considerados también se ha estudiado los desplazamientos que sufre la presa. Como era de esperar, los desplazamientos máximos se alcanzan mayoritariamente en la zona de coronación, aunque no siempre es así.

Los máximos desplazamientos en dirección horizontal se producen para los casos de embalse lleno, debido a la gran influencia del empuje hidrostático y la contribución de la fuerza dinámica en dirección horizontal. En cuanto a los desplazamientos verticales, se alcanzan valores máximos en los casos de embalse vacío debido a la ausencia de la fuerza de subpresión que empujaría la presa en dirección ascendente disminuyendo el valor de dichos desplazamientos, como sucede para los escenarios de embalse lleno.

Los desplazamientos, a igualdad de todos los demás parámetros, son mayores cuanto más baja sea la ductilidad empleada, como sucede con las tensiones.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] José Antonio Baztán de Granda, *Guías técnicas de seguridad de presas: criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y Comité Nacional Español de Grandes Presas, 2003.
- [2] Profesor Dr. Ingeniero Eugenio Vallarino, *Tratado básico de presas*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1994.
- [3] Oliver, J. y Agelet de Saracibar, C., *Mecànica de medis continus per a enginyers*, Edicions UPC, 2003.
- [4] Zienkiewicz O.C. and Taylor R.L. *El método de los elementos finitos. Volumen I: Las bases*. CIMNE, 2004.
- [5] Zienkiewicz O.C. and Taylor R.L. *El método de los elementos finitos. Volumen II: Mecánica de sólidos*. CIMNE, 2004.
- [6] Oñate E. *Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos. Análisis estático lineal*. CIMNE - Ediciones UPC, 1995.
- [7] Cervera M., Agelet C., and Chiumenti M. *Comet: Coupled mechanical and thermal analysis. Data input manual. cimne it 308. Technical report*, Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 2002.
- [8] Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, *Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02)*, 2002.
- [9] Agència Catalana del Aigua (ACA), *Informació de la presa Estany Gento*, <https://aca-web.gencat.cat/aca/appmanager/aca/aca/>
- [10] Sociedad Española de Presas y Embalses (SEPREM), *Inventario de presas españolas*, <http://www.seprem.es/ficha.php?idpresa=424&p=17#;>
- [11] Robert Griño Sans, *Projectes de futur de les hidroelèctriques del Pirineu: Recrecimiento Presa de Estany Gento*, Endesa, 2011.
- [12] Instituto Geográfico Nacional (IGN). *Mapa de peligrosidad sísmica de España 2015 (en valores de aceleración)*.

<https://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoListadoMapasSismicos.do>

[13] *Oscilaciones lineales con varios grados de libertad*, Universidad Politécnica de Madrid.